

ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DI BOLOGNA

FACOLTA' DI INGEGNERIA

CORSO DI LAUREA IN INGEGNERIA CIVILE

D.I.C.A.M.

Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e dei Materiali

TESI DI LAUREA

in

Progetto in zona sismica LS

**UNA SOLUZIONE INNOVATIVA PER SISTEMI RESISTENTI ALLE
AZIONI ORIZZONTALI IN GRADO DI SODDISFARE MOLTEPLICI
OBIETTIVI PRESTAZIONALI SISMICI**

CANDIDATO
Cecilia Capotondi

RELATORE:
Chiar.mo Prof. Tomaso Trombetti

CORRELATORE
Dott. Ing. Stefano Silvestri

Anno Accademico 2009/10

Sessione III

*A Daniele
e alla mia Famiglia*

INDICE

INDICE	5
0. INTRODUZIONE	13
0.1 <i>BACKGROUND: Progettazione sismica Tradizionale e Innovativa</i>	13
0.2 <i>OBIETTIVO DELLA TESI</i>	17
0.3 <i>ORGANIZZAZIONE DEL TESTO</i>	18
0.3.1. I PARTE.....	18
0.3.2. II PARTE.....	18
0.3.3. III PARTE.....	20
1. OBIETTIVI PRESTAZIONALI DEL PERFORMANCE BASED SEISMIC DESIGN	21
1.0 <i>INTRODUZIONE</i>	21
1.1 <i>PERFORMANCE BASED SEISMIC DESIGN</i>	21
1.2 <i>INTERPRETAZIONE PERSONALE DEI "LIVELLI PRESTAZIONALI" PER UN APPROCCIO GENERALE</i>	27
1.3 <i>"LIVELLI DI INTENSITA' SISMICA PREVISTI DAL D.M.08"</i>	29
2. APPROCCIO GENERALE PER L'INDIVIDUAZIONE DELLA "MAPPA DEI COMPORTAMENTI" DELLA STRUTTURA	35
2.0 <i>INTRODUZIONE</i>	35
2.1 <i>DETERMINAZIONE DELLA "MAPPA DEI COMPORTAMENTI" DELLA STRUTTURA</i>	35
2.1.1. <i>CONCEZIONE STRUTTURALE</i>	35
2.1.2. <i>PRESENTAZIONE DELL'APPROCCIO GENERALE</i>	36
2.1.2.1. <i>I STEP: "CONDIZIONI MATEMATICHE"</i>	37
2.1.2.2. <i>II STEP: "CURVA OBIETTIVO"</i>	40
2.1.2.3. <i>SINTESI DELLA PROCEDURA OPERATIVA</i>	60
3. EDIFICIO IN ACCIAIO A 5 PIANI SITUATO IN UNA ZONA A MEDIA SISMICITA'	63
3.0 <i>INTRODUZIONE</i>	63
3.1 <i>RELAZIONE DI CALCOLO DELL'OPERA</i>	64
3.1.1. <i>DESCRIZIONE GENERALE DELLA STRUTTURA</i>	64
3.1.2. <i>NORME TECNICHE DI RIFERIMENTO</i>	65
3.1.3. <i>MATERIALI UTILIZZATI</i>	66
3.1.4. <i>ANALISI DEI CARICHI</i>	66
3.1.4.1. <i>Analisi dei carichi: solaio del piano tipo (P1°, P2°, P3°, P4°)</i>	66
3.1.4.2. <i>Analisi dei carichi: solaio di copertura</i>	67
3.1.5. <i>COMBINAZIONE STATICA DELLE AZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO</i>	67
3.1.5.1. <i>Sforzo assiale sul pilastro di base allo SLE in Combinazione Rara</i>	68
3.1.6. <i>COMBINAZIONE STATICA DELLE AZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO</i>	68
3.1.7. <i>COMBINAZIONE DELLE AZIONI (valutazione dei pesi e delle masse) PER L'ANALISI SISMICA</i>	69
3.1.7.1. <i>Sforzo assiale sul pilastro di base nella combinazione delle azioni per l'analisi sismica</i>	70
3.1.7.2. <i>Valutazione dei pesi di piano</i>	70
3.1.7.2.1. <i>Valutazione dei contributi ai pesi di piano</i>	71
3.1.7.2.2. <i>Calcolo dei pesi sismici di piano</i>	72
3.1.7.3. <i>Peso totale dell'edificio</i>	73
3.1.7.4. <i>Massa totale dell'edificio</i>	73
3.1.8. <i>AZIONI SISMICHE DI RIFERIMENTO</i>	73
3.1.8.1. <i>Periodo di riferimento</i>	73
3.1.8.2. <i>Pericolosità sismica di base</i>	74
3.1.8.3. <i>Obiettivi prestazionali sismici</i>	74
3.1.8.4. <i>Definizione della forma spettrale (a_g, F_0, T_c^*)</i>	75
3.1.8.5. <i>Caratteristiche del sito</i>	77

3.1.8.6. Spettri di risposta elastici delle accelerazioni e degli spostamenti per SLO, SLD, SLV, SLC	78
3.1.8.6.1. Spettri di risposta elastici delle accelerazioni e degli spostamenti per SLO	79
3.1.8.6.1.1. Spettro di risposta elastico delle accelerazioni per SLO	79
3.1.8.6.1.2. Spettro di risposta elastico degli spostamenti per SLO	81
3.1.8.6.2. Spettri di risposta elastici delle accelerazioni e degli spostamenti per SLD	82
3.1.8.6.2.1. Spettro di risposta elastico delle accelerazioni per SLD	82
3.1.8.6.2.2. Spettro di risposta elastico degli spostamenti per SLD	83
3.1.8.6.3. Spettri di risposta elastici delle accelerazioni e degli spostamenti per SLV	85
3.1.8.6.3.1. Spettro di risposta elastico delle accelerazioni per SLV	85
3.1.8.6.3.2. Spettro di risposta elastico degli spostamenti per SLV	86
3.1.8.6.4. Spettri di risposta elastici delle accelerazioni e degli spostamenti per SLC	87
3.1.8.6.4.1. Spettro di risposta elastico delle accelerazioni per SLC	87
3.1.8.6.4.2. Spettro di risposta elastico degli spostamenti per SLC	89
3.1.9. SINTESI DELLE AZIONI SISMICHE DI RIFERIMENTO	90
3.1.10. CONCEZIONE STRUTTURALE DELL'INTERA STRUTTURA	92
3.1.10.1. Concezione strutturale del sistema resistente alle azioni verticali	94
3.1.10.2. Concezione strutturale del sistema resistente alle azioni orizzontali da realizzarsi in corrispondenza del primo piano	95
3.1.10.3. Concezione strutturale del sistema resistente alle azioni orizzontali da realizzarsi dal primo piano in su	96
3.1.11. PROGETTAZIONE	96
3.1.11.1. Progettazione del sistema strutturale resistente alle azioni verticali	97
3.1.11.1.1. Progettazione della trave	97
3.1.11.1.1.1. Dimensionamento della trave	97
3.1.11.1.1.2. Verifica di resistenza della trave	98
3.1.11.1.1.3. Verifica di deformabilità della trave	99
3.1.11.1.2. Progettazione del pilastro	99
3.1.11.1.2.1. Dimensionamento del pilastro	99
3.1.11.1.2.2. Verifica di stabilità del pilastro	100
3.1.11.2. Progettazione del sistema strutturale resistente alle azioni orizzontali da realizzarsi in corrispondenza del primo piano	101
3.1.11.3. Progettazione del sistema strutturale resistente alle azioni orizzontali da realizzarsi dal primo piano in su	102
3.1.11.3.1. Progettazione dei controventi da realizzare dal primo al quinto piano	102
3.1.11.3.1.1. Dimensionamento dei controventi	105
3.1.11.3.1.2. Verifica del diagonale teso	106
3.2. LEGAME COSTITUTIVO DEL SINGOLO DISPOSITIVO ISTERETICO	106
3.3. STIFFNESS-STRENGTH-DUCTILITY-DESIGN APPROACH	109
3.3.1. MAPPA DEI COMPORTAMENTI DELLA STRUTTURA	110
3.3.2. COSTRUZIONE DELLA "MAPPA DEI COMPORTAMENTI" DELLA STRUTTURA ...	113
3.3.2.1. "OBIETTIVO PRESTAZIONALE": "OPERATIONAL" CON "TERREMOTO OCCASIONALE"	113
3.3.2.2. "OBIETTIVO PRESTAZIONALE": "LIFE-SAFE" CON "TERREMOTO RARO"	116
3.3.2.3. "OBIETTIVO PRESTAZIONALE": "NEAR-COLLAPSE" CON "TERREMOTO MOLTO RARO"	120
3.4. DIMENSIONAMENTO E PROGETTAZIONE DEL SISTEMA STRUTTURALE	122
3.4.1. DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA RESISTENTE AI CARICHI VERTICALI: TRAVI E PILASTRI	123
3.4.2. DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA RESISTENTE AI CARICHI ORIZZONTALI IN DIREZIONE X	123
3.4.2.1. CONTRIBUTO FORNITO DAI PILASTRI IN DIREZIONE X	123
3.4.2.1.1. Calcolo della rigidezza alla traslazione orizzontale della pilastrata dell'edificio a cinque piani in direzione x	125
3.4.2.1.2. Spostamento di snervamento del sistema di pilastri	129
3.4.2.1.3. Spostamento ultimo	129
3.4.2.2. PROGETTAZIONE DEL SISTEMA DI DISPOSITIVI ISTERETICI DA REALIZZARSI IN CORRISPONDENZA DEL PRIMO PIANO IN DIREZIONE X	131

3.4.2.2.1. Rigidezza del sistema resistente alle azioni orizzontali.....	131
3.4.2.2.2. Forza del sistema resistente alle azioni orizzontali.....	132
3.4.2.2.3. Scelta dell'elemento resistente alle azioni orizzontali.....	133
3.4.2.2.4. Numero di elementi resistenti alle azioni orizzontali da disporre in direzione x.....	133
3.4.2.3. CURVA DI PROGETTO PER LA STRUTTURA IN DIREZIONE X.....	135
3.4.2.3.1. Schematizzazione del legame costitutivo (F-d) del Lateral Resisting System	135
3.4.2.3.2. Curva di progetto.....	138
3.4.3. DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA RESISTENTE AI CARICHI ORIZZONTALI IN DIREZIONE Y.....	140
3.4.3.1. CONTRIBUTO FORNITO DAI PILASTRI IN DIREZIONE Y.....	140
3.4.3.1.1. Spostamento di snervamento del sistema di pilastri	141
3.4.3.1.2. Spostamento ultimo	142
3.4.3.2. PROGETTAZIONE DEL SISTEMA DI DISPOSITIVI ISTERETICI DA REALIZZARSI IN CORRISPONDENZA DEL PRIMO PIANO IN DIREZIONE Y.....	143
3.4.3.2.1. Rigidezza del sistema resistente alle azioni orizzontali.....	143
3.4.3.2.2. Forza del sistema resistente alle azioni orizzontali.....	145
3.4.3.2.3. Numero di elementi resistenti alle azioni orizzontali da disporre in direzione y.....	145
3.4.3.3. CURVA DI PROGETTO PER LA STRUTTURA IN DIREZIONE Y.....	146
3.4.3.3.1. Schematizzazione del legame costitutivo (F- δ) del Lateral Resisting System.....	146
3.4.3.3.2. Curva di progetto.....	149
3.5. ANALISI E VERIFICA DELLA STRUTTURA.....	151
3.5.1. MODELLO IN DIREZIONE X.....	152
3.5.1.1. MODELLAZIONE DEGLI ELEMENTI RESISTENTI ALLE AZIONI ORIZZONTALI MEDIANTE DEI MULTILINEAR PLASTIC DI TIPO KINEMATIC.....	153
3.5.1.2. MODELLAZIONE DEL COMPORTAMENTO DEI PILASTRI MEDIANTE L'UTILIZZO DI CERNIERE PLASTICHE.....	156
3.5.1.2.1. Valutazione del momento di snervamento dei pilastri.....	157
3.5.1.2.2. Disposizione delle cerniere plastiche.....	157
3.5.1.2.3. Valutazione dello spostamento di snervamento dei pilastri.....	159
3.5.2. TARATURA DEL MODELLO IN DIREZIONE X: ANALISI MODALE.....	160
3.5.3. ANALISI DINAMICHE NON LINEARI DI TIPO TIME-HISTORY IN DIREZIONE X..	161
3.5.3.1. ACCELEROGRAMMI SPETTROCOMPATIBILI.....	161
3.5.3.1.1. Accelerogrammi spettro-compatibili con il "livello di intensità sismica" definito "Terremoto Frequente"	162
3.5.3.1.2. Accelerogrammi spettro-compatibili con il "livello di intensità sismica" definito "Terremoto Occasionale"	169
3.5.3.1.3. Accelerogrammi spettro-compatibili con il "livello di intensità sismica" definito "Terremoto Raro"	174
3.5.3.1.4. Accelerogrammi spettro-compatibili con il "livello di intensità sismica" definito "Terremoto Molto Raro".....	179
3.5.3.2. RISULTATI DELLE ANALISI TIME-HISTORY DELL'EDIFICIO CON DISPOSITIVI ISTERETICI A FORMA DI "STELLA"	184
3.5.3.2.1. Spostamento massimo del primo piano	184
3.5.3.2.2. Taglio complessivo alla base	187
3.5.3.2.3. Punti di verifica sulla Mappa dei Comportamenti della struttura nel diagramma Forze-Spostamenti.....	189
3.5.3.2.3.1. Confronto con la normativa.....	192
3.5.4. MODELLO IN DIREZIONE Y.....	194
3.5.4.1. MODELLAZIONE DEGLI ELEMENTI RESISTENTI ALLE AZIONI ORIZZONTALI MEDIANTE DEI MULTILINEAR PLASTIC DI TIPO KINEMATIC.....	195
3.5.4.2. MODELLAZIONE DEL COMPORTAMENTO DEI PILASTRI MEDIANTE L'UTILIZZO DI CERNIERE PLASTICHE.....	197
3.5.4.2.1. Valutazione del momento di snervamento dei pilastri.....	199
3.5.4.2.2. Disposizione delle cerniere plastiche.....	199
3.5.4.2.3. Valutazione dello spostamento di snervamento dei pilastri.....	201
3.5.5. TARATURA DEL MODELLO IN DIREZIONE Y: ANALISI MODALE.....	201

3.5.6. ANALISI DINAMICHE NON LINEARI DI TIPO TIME-HISTORY IN DIREZIONE Y ..	203
3.5.6.1. ACCELEROGRAMMI SPETTROCOMPATIBILI	203
3.5.6.2. RISULTATI DELLE ANALISI TIME-HISTORY DELL'EDIFICIO CON DISPOSITIVI ISTERETICI A FORMA DI "STELLA"	203
3.5.6.2.1. Spostamento massimo del primo piano	203
3.5.6.2.2. Taglio complessivo alla base	206
3.5.6.2.3. Punti di verifica sulla Mappa dei Comportamenti della struttura sul diagramma Forze-Spostamenti.....	209
3.5.6.2.4. Confronto con la normativa	211
3.5.6.2.5. Confronto tra i risultati ottenuti per il modello piano in direzione x e il modello piano in direzione y.....	213
4. CASE STUDIES A CONFRONTO	215
4.0. INTRODUZIONE.....	215
4.1. EDIFICIO IN ACCIAIO A 5 PIANI: MEDIA SISMICITA'.....	216
4.1.1. DISPOSITIVO ISTERETICO CON 10 STELLE.....	216
4.1.2. LRS COSTITUITO DA 24 DISPOSITIVI ISTERETICI CON 10 STELLE	217
4.1.2.1. SCHEMATIZZAZIONE DI 4 LRCs IN DIREZIONE X.....	219
4.1.2.2. SCHEMATIZZAZIONE DI 8 LRCs IN DIREZIONE Y.....	220
4.1.3. ANALISI E VERIFICA DELLA STRUTTURA.....	222
4.1.3.1. MODELLO IN DIREZIONE X	222
4.1.3.2. ANALISI DINAMICHE NON LINEARI DI TIPO TIME-HISTORY IN DIREZIONE X.....	223
4.1.3.2.1. Risultati delle analisi time-history del sistema di dispositivi isteretici.....	223
4.1.3.2.1.1. Spostamento massimo e forza massima del sistema di dispositivi	223
4.1.3.2.1.2. Punti di verifica sulla curva del sistema di dispositivi isteretici nel diagramma Forze-Spostamenti.....	224
4.1.3.2.2. Risultati delle analisi time-history del sistema di pilastri.....	224
4.1.3.2.2.1. Spostamento massimo e forza massima del sistema di pilastri.....	224
4.1.3.2.2.2. Punti di verifica sulla curva del sistema di pilastri nel diagramma Forze- Spostamenti	224
4.1.3.2.3. Risultati delle analisi time-history dell'edificio con dispositivi isteretici con 10 stelle	225
4.1.3.2.3.1. Spostamento massimo del primo piano.....	225
4.1.3.2.3.2. Taglio complessivo alla base.....	227
4.1.3.2.3.3. Punti di verifica sulla Mappa dei Comportamenti della struttura nel diagramma Forze-Spostamenti.....	229
4.1.3.3. MODELLO IN DIREZIONE Y	232
4.1.3.4. ANALISI DINAMICHE NON LINEARI DI TIPO TIME-HISTORY IN DIREZIONE Y.....	233
4.1.3.4.1. Risultati delle analisi time-history del sistema di dispositivi isteretici.....	233
4.1.3.4.1.1. Spostamento massimo e forza massima del sistema di dispositivi	233
4.1.3.4.1.2. Punti di verifica sulla curva del sistema di dispositivi isteretici nel diagramma Forze-Spostamenti.....	234
4.1.3.4.2. Risultati delle analisi time-history del sistema di pilastri.....	234
4.1.3.4.2.1. Spostamento massimo e forza massima del sistema di pilastri.....	234
4.1.3.4.2.2. Punti di verifica sulla curva del sistema di pilastri nel diagramma Forze- Spostamenti	234
4.1.3.4.3. Risultati delle analisi time-history dell'edificio con dispositivi isteretici con 10 stelle	235
4.1.3.4.3.1. Spostamento massimo del primo piano.....	235
4.1.3.4.3.2. Taglio complessivo alla base.....	237
4.1.3.4.3.3. Punti di verifica sulla Mappa dei Comportamenti della struttura nel diagramma Forze-Spostamenti.....	239
4.1.4. DISPOSITIVO ISTERETICO CON 30 STELLE.....	242
4.1.5. LRS COSTITUITO DA 24 DISPOSITIVI ISTERETICI CON 30 STELLE	244
4.1.5.1. SCHEMATIZZAZIONE DI 4 LRCs IN DIREZIONE X.....	245
4.1.5.2. SCHEMATIZZAZIONE DI 8 LRCs IN DIREZIONE Y.....	247
4.1.6 ANALISI E VERIFICA DELLA STRUTTURA.....	248
4.1.6.1. MODELLO IN DIREZIONE X	248
4.1.6.2. ANALISI DINAMICHE NON LINEARI DI TIPO TIME-HISTORY IN DIREZIONE X.....	249

4.1.6.2.1. Risultati delle analisi time-history del sistema di dispositivi isteretici.....	250
4.1.6.2.1.1. Spostamento massimo e forza massima del sistema di dispositivi	250
4.1.6.2.1.2. Punti di verifica sulla curva del sistema di dispositivi isteretici nel diagramma Forze-Spostamenti.....	250
4.1.6.2.2. Risultati delle analisi time-history del sistema di pilastri	250
4.1.6.2.2.1. Spostamento massimo e forza massima del sistema di pilastri.....	250
4.1.6.2.2.2. Punti di verifica sulla curva del sistema di pilastri nel diagramma Forze-Spostamenti	251
4.1.6.2.3. Risultati delle analisi time-history dell'edificio con dispositivi isteretici con 10 stelle	251
4.1.6.2.3.1. Spostamento massimo del primo piano.....	251
4.1.6.2.3.2. Taglio complessivo alla base.....	253
4.1.6.2.3.3. Punti di verifica sulla Mappa dei Comportamenti della struttura nel diagramma Forze-Spostamenti.....	255
4.1.6.3. MODELLO IN DIREZIONE Y	258
4.1.6.4. ANALISI DINAMICHE NON LINEARI DI TIPO TIME-HISTORY IN DIREZIONE Y.....	259
4.1.6.4.1. Risultati delle analisi time-history del sistema di dispositivi isteretici.....	260
4.1.6.4.1.1. Spostamento massimo e forza massima del sistema di dispositivi	260
4.1.6.4.1.2. Punti di verifica sulla curva del sistema di dispositivi isteretici nel diagramma Forze-Spostamenti.....	260
4.1.6.4.2. Risultati delle analisi time-history del sistema di pilastri	260
4.1.6.4.2.1. Spostamento massimo e forza massima del sistema di pilastri.....	260
4.1.6.4.2.2. Punti di verifica sulla curva del sistema di pilastri nel diagramma Forze-Spostamenti	261
4.1.6.4.3. Risultati delle analisi time-history dell'edificio con dispositivi isteretici con 10 stelle	261
4.1.6.4.3.1. Spostamento massimo del primo piano.....	261
4.1.6.4.3.2. Taglio complessivo alla base.....	263
4.1.6.4.3.3. Punti di verifica sulla Mappa dei Comportamenti della struttura nel diagramma Forze-Spostamenti.....	265
4.2. EDIFICIO IN ACCIAIO A 5 PIANI: BASSA SISMICITA'.....	269
4.2.1. LRS COSTITUITO DA 24 DISPOSITIVI ISTERETICI CON 20 STELLE	271
4.2.2. ANALISI E VERIFICA DELLA STRUTTURA.....	271
4.2.2.1. MODELLO IN DIREZIONE X.....	272
4.2.2.2. ANALISI DINAMICHE NON LINEARI DI TIPO TIME-HISTORY IN DIREZIONE X.....	272
4.2.2.2.1. Risultati delle analisi time-history dell'edificio con dispositivi isteretici con 20 stelle	273
4.2.2.2.1.1. Spostamento massimo del primo piano.....	273
4.2.2.2.1.2. Taglio complessivo alla base.....	275
4.2.2.2.1.3. Punti di verifica sulla Mappa dei Comportamenti della struttura nel diagramma Forze-Spostamenti.....	277
4.2.2.3. MODELLO IN DIREZIONE Y	280
4.2.2.4. ANALISI DINAMICHE NON LINEARI DI TIPO TIME-HISTORY IN DIREZIONE Y.....	281
4.2.2.4.1. Risultati delle analisi time-history dell'edificio con dispositivi isteretici con 20 stelle	282
4.2.2.4.1.1. Spostamento massimo del primo piano.....	282
4.2.2.4.1.2. Taglio complessivo alla base.....	284
4.2.2.4.1.3. Punti di verifica sulla Mappa dei Comportamenti della struttura nel diagramma Forze-Spostamenti.....	286
4.2.3. LRS COSTITUITO DA 24 DISPOSITIVI ISTERETICI CON 10 STELLE	290
4.2.4. ANALISI E VERIFICA DELLA STRUTTURA.....	290
4.2.4.1. MODELLO IN DIREZIONE X	290
4.2.4.2. ANALISI DINAMICHE NON LINEARI DI TIPO TIME-HISTORY IN DIREZIONE X.....	291
4.2.4.2.1. Risultati delle analisi time-history dell'edificio con dispositivi isteretici con 20 stelle	292
4.2.4.2.1.1. Spostamento massimo del primo piano.....	292
4.2.4.2.1.2. Taglio complessivo alla base.....	294
4.2.4.2.1.3. Punti di verifica sulla Mappa dei Comportamenti della struttura nel diagramma Forze-Spostamenti.....	296

4.2.4.3. MODELLO IN DIREZIONE Y	299
4.2.4.4. ANALISI DINAMICHE NON LINEARI DI TIPO TIME-HISTORY IN DIREZIONE Y.....	300
4.2.4.4.1. Risultati delle analisi time-history dell'edificio con dispositivi isteretici con 20 stelle	301
4.2.4.4.1.1. Spostamento massimo del primo piano.....	301
4.2.4.4.1.2. Taglio complessivo alla base.....	303
4.2.4.4.1.3. Punti di verifica sulla Mappa dei Comportamenti della struttura nel diagramma Forze-Spostamenti.....	305
4.2.5. LRS COSTITUITO DA 24 <i>DISPOSITIVI ISTERETICI</i> CON 30 STELLE	309
4.2.6. ANALISI E VERIFICA DELLA STRUTTURA.....	309
4.2.6.1. MODELLO IN DIREZIONE X	309
4.2.6.2. ANALISI DINAMICHE NON LINEARI DI TIPO TIME-HISTORY IN DIREZIONE X.....	310
4.2.6.2.1. Risultati delle analisi time-history dell'edificio con dispositivi isteretici con 30 stelle	310
4.2.6.2.1.1. Spostamento massimo del primo piano.....	310
4.2.6.2.1.2. Taglio complessivo alla base.....	313
4.2.6.2.1.3. Punti di verifica sulla Mappa dei Comportamenti della struttura nel diagramma Forze-Spostamenti.....	315
4.2.6.3. MODELLO IN DIREZIONE Y	318
4.2.6.4. ANALISI DINAMICHE NON LINEARI DI TIPO TIME-HISTORY IN DIREZIONE Y.....	319
4.2.6.4.1. Risultati delle analisi time-history dell'edificio con dispositivi isteretici con 20 stelle	320
4.2.6.4.1.1. Spostamento massimo del primo piano.....	320
4.2.6.4.1.2. Taglio complessivo alla base.....	322
4.2.6.4.1.3. Punti di verifica sulla Mappa dei Comportamenti della struttura nel diagramma Forze-Spostamenti.....	324
4.3. EDIFICIO IN ACCIAIO A 5 PIANI: ALTA SISMICITA'	328
4.3.1. LRS COSTITUITO DA 24 <i>DISPOSITIVI ISTERETICI</i> CON 20 STELLE	330
4.3.2. ANALISI E VERIFICA DELLA STRUTTURA.....	330
4.3.2.1. MODELLO IN DIREZIONE X	331
4.3.2.2. ANALISI DINAMICHE NON LINEARI DI TIPO TIME-HISTORY IN DIREZIONE X.....	331
4.3.2.2.1. Risultati delle analisi time-history dell'edificio con dispositivi isteretici con 20 stelle	332
4.3.2.2.2.1. Spostamento massimo del primo piano.....	332
4.3.2.2.2.2. Taglio complessivo alla base.....	334
4.3.2.2.2.3. Punti di verifica sulla Mappa dei Comportamenti della struttura nel diagramma Forze-Spostamenti.....	336
4.3.2.3. MODELLO IN DIREZIONE Y	339
4.3.2.4. ANALISI DINAMICHE NON LINEARI DI TIPO TIME-HISTORY IN DIREZIONE Y.....	340
4.3.2.4.1. Risultati delle analisi time-history dell'edificio con dispositivi isteretici con 20 stelle	341
4.3.2.4.1.1. Spostamento massimo del primo piano.....	341
4.3.2.4.1.2. Taglio complessivo alla base.....	343
4.3.2.4.1.3. Punti di verifica sulla Mappa dei Comportamenti della struttura nel diagramma Forze-Spostamenti.....	345
4.3.3. LRS COSTITUITO DA 24 <i>DISPOSITIVI ISTERETICI</i> CON 10 STELLE	349
4.3.4. ANALISI E VERIFICA DELLA STRUTTURA.....	349
4.3.4.1. MODELLO IN DIREZIONE X	349
4.3.4.2. ANALISI DINAMICHE NON LINEARI DI TIPO TIME-HISTORY IN DIREZIONE X.....	350
4.3.4.2.1. Risultati delle analisi time-history dell'edificio con dispositivi isteretici con 20 stelle	351
4.3.4.2.1.1. Spostamento massimo del primo piano.....	351
4.3.4.2.1.2. Taglio complessivo alla base.....	353
4.3.4.2.2.3. Punti di verifica sulla Mappa dei Comportamenti della struttura nel diagramma Forze-Spostamenti.....	355
4.3.4.3. MODELLO IN DIREZIONE Y	359
4.3.4.4. ANALISI DINAMICHE NON LINEARI DI TIPO TIME-HISTORY IN DIREZIONE Y.....	360
4.3.4.4.1. Risultati delle analisi time-history dell'edificio con dispositivi isteretici con 20 stelle	360

4.3.4.4.1.1. Spostamento massimo del primo piano.....	360
4.3.4.4.1.2. Taglio complessivo alla base.....	362
4.3.4.4.1.3. Punti di verifica sulla Mappa dei Comportamenti della struttura nel diagramma Forze-Spostamenti.....	364
4.3.5. LRS COSTITUITO DA 24 <i>DISPOSITIVI ISTERETICI</i> CON 30 STELLE	368
4.3.6. ANALISI E VERIFICA DELLA STRUTTURA.....	368
4.3.6.1. MODELLO IN DIREZIONE X.....	368
4.3.6.2. ANALISI DINAMICHE NON LINEARI DI TIPO TIME-HISTORY IN DIREZIONE X.....	369
4.3.6.2.1. Risultati delle analisi time-history dell'edificio con dispositivi isteretici con 30 stelle	370
4.3.6.2.1.1. Spostamento massimo del primo piano.....	370
4.3.6.2.1.2. Taglio complessivo alla base.....	372
4.3.6.2.1.3. Punti di verifica sulla Mappa dei Comportamenti della struttura nel diagramma Forze-Spostamenti.....	374
4.3.6.3. MODELLO IN DIREZIONE Y	377
4.3.6.4. ANALISI DINAMICHE NON LINEARI DI TIPO TIME-HISTORY IN DIREZIONE Y.....	378
4.3.6.4.1. Risultati delle analisi time-history dell'edificio con dispositivi isteretici con 20 stelle	379
4.3.6.4.1.1. Spostamento massimo del primo piano.....	379
4.3.6.4.1.2. Taglio complessivo alla base.....	381
4.3.6.4.1.3. Punti di verifica sulla Mappa dei Comportamenti della struttura nel diagramma Forze-Spostamenti.....	383
4.4. EDIFICIO IN ACCIAIO A 3 PIANI.....	388
4.4.1. RELAZIONE DI CALCOLO DELL'OPERA	388
4.4.2. CONCEZIONE STRUTTURALE DELL'EDIFICIO E PROGETTAZIONE.....	391
4.4.2.1. LRS COSTITUITO DA 24 <i>DISPOSITIVI ISTERETICI</i> CON 20 STELLE.....	394
4.4.3 ANALISI E VERIFICA DELLA STRUTTURA.....	395
4.4.3.1. MODELLO IN DIREZIONE X.....	395
4.4.3.2. MODELLO IN DIREZIONE Y	396
4.4.4 ZONA A MEDIA SISMICITA'	398
Si considera di disporre l'edificio a 3 piani, così descritto e modellato in entrambe le direzioni, in una zona a <i>media sismicità</i> , nella città di Bologna.....	398
4.4.4.1. ANALISI DINAMICHE NON LINEARI DI TIPO TIME-HISTORY.....	398
4.4.4.1.1. Risultati delle analisi time-history dell'edificio con dispositivi isteretici con 20 stelle	399
4.4.4.1.2. Punti di verifica sulla Mappa dei Comportamenti della struttura nel diagramma Forze-Spostamenti.....	399
4.4.5. ZONA A BASSA SISMICITA'.....	411
Si considera di disporre l'edificio a 3 piani, così descritto e modellato in entrambe le direzioni, in una zona a <i>bassa sismicità</i> , nella città di Milano.....	411
4.4.5.1. ANALISI DINAMICHE NON LINEARI DI TIPO TIME-HISTORY.....	411
4.4.5.1.1. Risultati delle analisi time-history dell'edificio con dispositivi isteretici con 20 stelle	412
4.4.5.1.2. Punti di verifica sulla Mappa dei Comportamenti della struttura nel diagramma Forze-Spostamenti.....	412
4.4.6. ZONA AD <i>ALTA SISMICITA'</i>	424
Si considera di disporre l'edificio a 3 piani, così descritto e modellato in entrambe le direzioni, in una zona ad <i>alta sismicità</i> , nella città di Reggio Calabria.....	424
4.4.5.1. ANALISI DINAMICHE NON LINEARI DI TIPO TIME-HISTORY.....	424
4.4.5.1.1. Risultati delle analisi time-history dell'edificio con dispositivi isteretici con 20 stelle	425
4.4.5.1.2. Punti di verifica sulla Mappa dei Comportamenti della struttura nel diagramma Forze-Spostamenti.....	425
5. CONCLUSIONI.....	439
5.1. <i>RISULTATI OTTENUTI</i>	439
5.1.1. I PARTE.....	439
5.1.2. II PARTE.....	440

5.1.3. III PARTE.....	442
5.2. <i>CONSIDERAZIONI FINALI</i>	443
5.3. <i>SVILUPPI FUTURI</i>	445
APPENDICE A	447
<i>A.0. INTRODUZIONE</i>	447
<i>A.1. SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN SPOSTAMENTO DELLE COMPONENTI ORIZZONTALI</i>	447
A.1.1. SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO AGLI SPOSTAMENTI SECONDO IL <i>D.M.08</i>	448
A.0.2. SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO AGLI SPOSTAMENTI LINEARIZZATO	455
APPENDICE B	461
<i>B.0. INTRODUZIONE</i>	461
<i>B.1. SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN SPOSTAMENTO DELLE COMPONENTI ORIZZONTALI</i>	461
APPENDICE C	469
<i>C.1. SEZIONE HEB300 IN DIREZIONE DEBOLE</i>	469
C.1.1. CONDIZIONE DI SNERVAMENTO	469
C.1.1.1. MOMENTO DI SNERVAMENTO.....	471
C.1.1.2. CURVATURA DI SNERVAMENTO	472
C.1.1.3. SPOSTAMENTO ALLO SNERVAMENTO.....	473
C.1.2. CONDIZIONE ULTIMA	474
C.1.2.1. MOMENTO ULTIMO	476
C.1.2.2. CURVATURA ULTIMA.....	478
C.1.2.3. BENEFICIO PLASTICO.....	479
C.1.2.4. DUTTILITA' DELLA SEZIONE.....	479
C.1.3. SINTESI DEI VALORI PER LA SEZIONE IN DIREZIONE DEBOLE.....	479
<i>C.2. SEZIONE HEB300 IN DIREZIONE FORTE</i>	480
C.2.1. CONDIZIONE DI SNERVAMENTO	480
C.2.1.1. MOMENTO DI SNERVAMENTO.....	482
C.2.1.2. CURVATURA DI SNERVAMENTO	483
C.2.1.3. SPOSTAMENTO ALLO SNERVAMENTO.....	484
C.2.2. CONDIZIONE ULTIMA	485
C.2.2.1. MOMENTO ULTIMO	487
C.2.2.2. CURVATURA ULTIMA.....	489
C.2.3. SINTESI DEI VALORI PER LA SEZIONE IN DIREZIONE FORTE.....	490
BIBLIOGRAFIA	491

0. INTRODUZIONE

0.1 BACKGROUND: Progettazione sismica Tradizionale e Innovativa

L'attuale progettazione sismica si basa su un approccio che può essere definito *Force-Based Design*, nato cercando di imitare il tradizionale approccio utilizzato per la progettazione statica delle strutture.

Le problematiche legate a questa metodologia sono diverse e fra esse possono esserne indicate alcune:

- il *Force-Based Design* si basa sulla stima della rigidità iniziale della struttura per determinarne il periodo e la distribuzione delle forze di progetto nonostante essa possa essere determinata solo al termine dell'intero processo progettuale (cioè una volta definiti gli elementi strutturali che la costituiscono);
- il *Force-Based Design* consente di utilizzare per una determinata tipologia di struttura realizzata con un certo materiale un unico fattore di riduzione delle forze (cioè di indicarne la capacità duttile);
- il sistema resistente progettato per sostenere i carichi verticali viene concepito anche per sostenere i carichi orizzontali derivanti dall'azione sismica.

Inoltre, occorre sottolineare che la progettazione in zona sismica è un problema molto complesso, anche perché l'azione sismica è influenzata dalla risposta dinamica del sistema strutturale, quindi in funzione del comportamento del sistema varia l'azione che lo stesso sistema può subire.

In conclusione, quindi, è possibile notare che, attualmente, la progettazione sismica delle strutture si basa sul fatto che la risposta dinamica del sistema strutturale è valutata, in un certo senso, “*passivamente*” ed anzi non è governata in modo tale da ottimizzarla; infatti, il sistema strutturale che inizialmente viene concepito per portare solo i carichi verticali, viene successivamente predisposto anche per portare i carichi orizzontali sulla base del suo comportamento dinamico.

Proprio a causa delle diverse problematiche insite nell'attuale metodologia di progettazione sismica delle strutture, recentemente, si è assistito allo sviluppo di nuovi metodi di progettazione sismica. I recenti contributi innovativi che si sono sviluppati nell'ambito della progettazione sismica mirano (al contrario dell'approccio tradizionale), ad un controllo della risposta dinamica del sistema strutturale.

I metodi innovativi, sviluppatisi recentemente nell'ambito della progettazione sismica delle strutture, sono elencati di seguito e successivamente descritti:

- 1) *Performance Based Seismic Design “PBSD” (PEER / Vision 2000)*;
- 2) *Direct Displacement Based Design “DDBD”*;
- 3) Progettazione di *sistemi strutturali specifici* (e quindi doppi) che portino separatamente i carichi orizzontali da quelli verticali (*unbonded braces, isolatori sismici, ...*);
- 4) *Imposizione della risposta dinamica della struttura* in fase di progettazione: la risposta del sistema strutturale è attivamente “governata” e migliorata tramite l'utilizzo di *smorzatori* o *isolatori sismici*.

1) *Performance Based Seismic Design “PBSD”*

Il *Performance Based Seismic Design*, (*PBSD*), è stato introdotto dal *PEER* attraverso il documento *Vision 2000* del 1995. L'intento del *Performance Based Seismic Design* è quello di fornire ai progettisti un metodo che consenta loro di progettare, costruire e conservare gli edifici in modo tale che questi siano in grado di esplicitare determinate *prestazioni* se sottoposti a determinati *livelli di intensità sismica*, ovvero siano in grado di soddisfare prefissati “*obiettivi prestazionali*”. Gli “*obiettivi prestazionali*” (*Performance Objectives*) nascono dunque dall'unione dei cosiddetti “*livelli prestazionali*” e i cosiddetti “*livelli di intensità sismica*” previsti e descritti nel documento *Vision2000*, e possono essere più o meno stringenti in base all'importanza della struttura stessa.

Il *Performance Based Design* si pone dunque come approccio nuovo alla progettazione sismica, ma anche come un approccio di tipo diretto, in quanto consente al progettista di dare delle informazioni al cliente sul prodotto e sulle prestazioni che tale prodotto è in grado di garantire. Si può in un certo senso affermare che con il *Performance Based*

Seismic Design la figura dell'ingegnere diventa una figura attiva e abbandona il ruolo di mero esecutore di calcoli.

Nonostante il *PBSD* costituisce un grande cambiamento della logica progettuale caratterizzato dall'indubbio vantaggio di identificare e di comunicare correttamente il comportamento sismico atteso da una data struttura, il suo sviluppo completo si è rivelato abbastanza difficile, in particolar modo, a causa del problema di individuare l'input sismico di riferimento.

2) *Direct Displacement Based Design* “DDBD”

Il *Direct Displacement Based Design*, (*DDBD*), è stato introdotto originariamente da Nigel Priestley e successivamente è stato sviluppato in collaborazione con G. M. Calvi con il proposito di superare le manchevolezze insite nel convenzionale *Force-Based Design*.

La differenza fondamentale rispetto al *Force-Based Design* riguarda il fatto che il *DDBD* caratterizza le strutture in modo tale che possano essere progettate facendo ricorso al modello ad un singolo grado di libertà (*single-degree-of-freedom*, *SDOF*), il quale consente di rappresentare la prestazione della struttura sulla base della massima risposta in termini di spostamento, al contrario dell'approccio tradizionale che invece ricorre alle caratteristiche elastiche iniziali della struttura stessa. In altri termini si può affermare che il *Direct Displacement-Based Design* sostituisce la struttura reale, che in generale può essere un sistema a più gradi di libertà (*multi-degree-of-freedom*, *MDOF*), con un oscillatore semplice equivalente e che tale equivalenza viene realizzata sulla base dello spostamento massimo della struttura stessa.

La filosofia fondamentale alla base di tale approccio è quella di progettare una struttura in grado di raggiungere una data performance (individuata da un certo stato limite per la struttura stessa) sotto un sisma di una definita intensità (caratterizzato da una precisa probabilità di occorrenza). Tutto ciò rientra nell'ottica di voler realizzare strutture a “rischio uniforme” che siano coerenti con gli spettri di risposta già caratterizzati da un “rischio uniforme” e già recepiti dai vari codici. La procedura di progettazione consente di determinare la resistenza, richiesta alle porzioni in cui si formeranno le cerniere plastiche, necessaria per raggiungere gli obiettivi progettuali che a loro volta sono stati definiti sulla base di precisi valori di spostamento. Tutto ciò deve essere, in ogni caso, combinato con le strategie imposte dal *Capacity Design*. È stato inoltre dimostrato che i requisiti imposti dal *Capacity Design* su una struttura progettata con il *DDBD* sono meno onerosi di quelli

imposti su una struttura progettata con il *Force-Based Design*; ciò si traduce necessariamente in strutture più economiche.

3) Sistemi strutturali specifici

L'idea di utilizzare un *sistema resistente specifico* ovvero *doppio* (cioè costituito da elementi che resistono solo alle azioni verticali e da elementi che resistono solo alle azioni orizzontali), nasce dalla volontà di voler superare il problema insito nelle strutture caratterizzate da un unico sistema resistente sia alle azioni orizzontali sia alle azioni verticali. Infatti, le strutture caratterizzate da un unico sistema resistente sia alle azioni orizzontali sia alle azioni verticali possono, in generale, essere più economiche rispetto alle strutture caratterizzate dalla presenza di un sistema resistente doppio, ma, generalmente, rappresentano un compromesso poco efficace, in quanto non consentono di “controllare” la risposta dinamica del sistema. Al contrario, invece, un sistema resistente doppio (cioè costituito da elementi che resistono solo alle azioni verticali e da elementi che resistono solo alle azioni orizzontali) permette di individuare le caratteristiche del sistema resistente alle azioni orizzontali separatamente rispetto alle caratteristiche del sistema resistente alle azioni verticali, e, consente in questo modo di ottimizzare la risposta dinamica della struttura.

4) Imposizione della risposta dinamica della struttura

L'utilizzo di sistemi innovativi quali *smorzatori* o *isolatori sismici* consente di “governare” attivamente e migliorare la risposta del sistema strutturale. La risposta dinamica della struttura a seguito di un sisma è, in questo modo, “imposta” dal progettista il quale non si limita a compiere una semplice analisi. Gli smorzatori, si fondano sull'idea di modificare (aumentandolo) il periodo fondamentale della struttura, in modo tale da migliorare la risposta sismica della struttura. Tali sistemi innovativi possiedono l'indubbio vantaggio di ridurre considerevolmente le accelerazioni indotte nella sovrastruttura, ma hanno costi elevati e portano a danni inaccettabili al piano terra (per crisi di piano debole).

È bene notare che tutti i contributi recenti, di cui sopra, sono stati studiati e sviluppati negli anni novanta, e, si può dire, in modo quasi del tutto indipendente gli uni dagli altri, senza cioè riassumerli in un'unica e globale strategia di progettazione che avrebbe permesso di esplorarne appieno le potenzialità.

0.2. OBIETTIVO DELLA TESI

Lo scopo di questo lavoro è quello di proporre delle soluzioni strutturali che consentano di progettare sulla base dello *Stiffness-Strength-Ductility-Design Approach*, in modo da realizzare un'unica e globale strategia in grado di unire tutti i recenti contributi sviluppatasi singolarmente nell'ambito della progettazione sismica.

A partire da tale soluzione innovativa, nasce la necessità di mettere a punto un approccio generale da seguire per l'individuazione della "*Mappa dei comportamenti*" della struttura nel diagramma Forze-Spostamenti della struttura stessa, andando ad imporre precisi *obiettivi prestazionali sismici*.

Vengono imposte quattro "*condizioni matematiche*" che sintetizzano ciascun *obiettivo prestazionale sismico*, definito dall'unione di *livello prestazionale sismico* e *livello di intensità sismica*, che consentono di definire passo a passo una "*curva obiettivo*", denominata "*Mappa dei comportamenti*" della struttura. Si ottengono, quindi, dei *target points* che individuano il valore di rigidezza, forza e spostamento che la struttura deve avere per garantire il soddisfacimento degli *obiettivi prestazionali* imposti.

L'aspetto interessante riguarda degli studi analitici che derivano dall'osservazione della disposizione dei *target points* sul diagramma Forze-Spostamenti della struttura. Si determinano, in questo modo, delle formulazioni in forma chiusa che consentono di ricavare il tipo di curva lungo cui si dispongono i punti obiettivo, rispettivamente, in corrispondenza dei *livelli prestazionali* di "*Operational*" e di "*Life-Safe*".

Grazie a queste curve che vengono riportate sul diagramma Forze-Spostamenti, è possibile ricavare in modo semplice la curva di progetto della struttura, assicurando il rispetto degli *obiettivi prestazionali sismici* imposti.

In particolare, si considera l'applicazione dello *Stiffness-Strength-Ductility-Design Approach* ad un particolare case study, caratterizzato dalla separazione tra sistema resistente alle azioni verticali e sistema resistente alle azioni orizzontali, in cui il sistema resistente alle azioni orizzontali si compone di n singoli elementi resistenti alle azioni orizzontali che vengono disposti fra piano terra e primo piano, così da realizzare una sorta di "isolamento sismico" per i piani superiori. Dalle caratteristiche che emergono dalla "*curva obiettivo*" e dal sistema di pilastri, che contribuisce in parte alla resistenza alle azioni orizzontali, si considera la necessità di impiegare particolari *dispositivi isteretici*, prodotti dalla ditta ALGA, e caratterizzati da un determinato legame costitutivo.

0.3. ORGANIZZAZIONE DEL TESTO

0.3.1. I PARTE

Nel capitolo 1 della presente tesi vengono riportati gli *obiettivi prestazionali* del *Performance Based Seismic Design* (accoppiamento tra il *livello prestazionale* desiderato per la struttura e il determinato *livello di intensità sismica*), così come descritti all'interno del documento *Vision 2000*.

Viene successivamente data un'interpretazione personale di ciascun *livello prestazionale* (oggetto di studio di una precedente tesi: "*Progettazione sismica di tipo prestazionale di una struttura in acciaio*" di Ilaria Ricci (*Università di Bologna, 2007/2008*)), che consente di definire in maniera sintetica ed incisiva le condizioni sullo stato della struttura, secondo una descrizione "a parole" ed una successiva traduzione "in formula matematica"; per quanto riguarda, invece, i *livelli di intensità sismica* si considerano quelli riportati nel *D.M.08*.

Nel capitolo 2 viene descritto, invece, l'approccio generale da seguire per l'individuazione della "*Mappa dei comportamenti*" della struttura ("*curva obiettivo*") nel diagramma Forze-Spostamenti della struttura stessa, andando ad imporre precisi *obiettivi prestazionali sismici*. La "*curva obiettivo*" è considerata uno strumento progettuale estremamente importante in quanto consente il controllo del comportamento sismico della struttura. Infatti, sulla base di essa è possibile andare a dimensionare il sistema resistente alle azioni orizzontali per soddisfare gli *obiettivi prestazionali sismici* imposti.

Si riportano le espressioni che descrivono le curve lungo cui si dispongono i *target points* (individuati da precisi valori di rigidità, forza e spostamento), in corrispondenza dei *livelli prestazionali* di "*Operational*" e di "*Life-Safe*". Lo studio analitico che sta dietro a tali espressioni è riportato dettagliatamente nelle Appendici A e B. L'utilizzo di queste curve facilita la determinazione della "*curva obiettivo*" nel diagramma Forze-Spostamenti e garantisce il soddisfacimento degli *obiettivi prestazionali* da parte della struttura.

0.3.2. II PARTE

Considerando uno specifico case study, (oggetto di studio di una precedente tesi: "*Progettazione sismica di tipo prestazionale di una struttura in acciaio*" di Ilaria Ricci (*Università di Bologna, 2007/2008*)), si procede alla progettazione e analisi dell'edificio a cinque piani in acciaio sito in una zona a *media sismicità*, Bologna. In esso vengono

inseriti dei particolari *dispositivi isteretici* prodotti dalla ditta ALGA, il cui legame costitutivo è già determinato e noto (capitolo 3).

Le caratteristiche del sistema strutturale che verrà progettato sono di seguito sinteticamente riportate:

- 1) separazione fra il sistema resistente alle azioni orizzontali e sistema resistente alle azioni verticali;
- 2) realizzazione di un sistema resistente alle azioni orizzontali (mediante l'utilizzo dei *dispositivi isteretici*) in grado di realizzare una sorta di "isolamento" sismico (o, analogamente, in grado di realizzare una sorta di "soft-storey" aggiornato) in corrispondenza del primo piano (piano nel quale verranno disposti i *dispositivi isteretici*);
- 3) identificazione delle caratteristiche specifiche dei sistemi resistenti alle azioni orizzontali e verticali sulla base di un *Approccio Prestazionale*;

L'utilizzo di questo nuovo approccio alla progettazione sismica consente al progettista di imporre alla struttura il comportamento desiderato. In altri termini, si può affermare che il progettista assume un ruolo attivo nella progettazione sismica della struttura; egli, infatti, è in grado di governare il comportamento strutturale, concependo e progettando il sistema resistente alle azioni verticali solo sulla base dei carichi verticali stessi, e, successivamente, andando a progettare un sistema resistente alle azioni orizzontali totalmente disgiunto dal sistema resistente alle azioni verticali. Risulta evidente la differenza tra questo innovativo approccio alla progettazione sismica e l'approccio tradizionale, in cui il sistema strutturale inizialmente viene concepito per portare solo i carichi verticali e, successivamente, viene predisposto, e quindi adattato, per portare anche i carichi orizzontali.

Lo sviluppo dell'approccio alla progettazione sismica definito *Stiffness-Strength-Ductility Approach*, si basa sul concetto fondamentale che sia il *Performance Based Seismic Design* a governare l'intera progettazione della struttura stessa. Infatti, il controllo della risposta strutturale da parte del progettista è esercitato sulla base dell'imposizione di specifici obiettivi prestazionali, in particolare modo, in funzione della prestazione che si vuole andare ad imporre sulla struttura stessa, il progettista potrà utilizzare come strumento o il *Force-Based Design* o il *Direct Displacement-Based Design*. Risulta chiaro che nell'ottica di questo nuovo approccio alla progettazione sismica, il *PBSD* gioca il ruolo fondamentale,

viceversa, il *FBD* o il *DDBD*, rappresentano semplicemente degli strumenti per l'applicazione del *PBSD* stesso.

0.3.3. III PARTE

Considerando i risultati delle analisi sulla struttura, in cui vengono inseriti questi particolari *dispositivi isteretici*, si possono fare delle osservazioni relativamente al rispetto o meno degli *obiettivi prestazionali sismici*. Da qui nasce la necessità di vedere come cambia il comportamento della struttura al variare del sito, del numero di stelle che costituiscono il dispositivo, del numero di piani, (capitolo 4).

Infatti, si considerano i casi in cui l'edificio viene realizzato in un sito a *bassa sismicità* o ad *alta sismicità*.

Inoltre, in corrispondenza di ogni sito, si osserva se gli *obiettivi prestazionali* imposti continuano ad essere soddisfatti nel caso in cui diminuisce o aumenta il numero di stelle che costituiscono il dispositivo.

Infine, si considera di diminuire il numero di piani e verificare, quindi, il comportamento quando si ha a che fare con un edificio in acciaio a tre piani.

1. OBIETTIVI PRESTAZIONALI DEL PERFORMANCE BASED SEISMIC DESIGN

1.0 INTRODUZIONE

In questo capitolo vengono definiti gli *obiettivi prestazionali sismici* secondo quanto riportato nel documento^[1] di riferimento *Vision 2000* e ne viene considerata una loro interpretazione personale.

1.1. PERFORMANCE BASED SEISMIC DESIGN

Nell'articolo: "*Performance-based seismic engineering: the need for a reliable conceptual comprehensive approach*"^[2], R. D. Bertero e V.V. Bertero forniscono la definizione di *Performance Based Engineering (PBE)*, di *Performance Based Seismic Engineering (PBSE)* e di *Performance Based Seismic Design (PBSD)*. Tali definizioni sono di seguito riportate.

Performance Based Engineering (PBE): è un processo che inizia con i primi concetti di base di un progetto e continua per tutta la durata della vita della costruzione. Consiste nella scelta dei criteri di base di progettazione, dalla definizione del layout alla scelta del sistema strutturale più appropriato, sia degli elementi strutturali che di quelli non strutturali per specifici livelli delle sollecitazioni che possono agire sulla struttura, definendone livelli di prestazioni.

Performance Based Seismic Engineering (PBSE): è l'applicazione del *PBE* nel caso di presenza di rischio sismico. Questo processo assicura che la struttura resista agli effetti di sismi di differenti intensità, all'interno di specifici livelli di danno.

Performance Based Seismic Design (PBSD): è il sottoinsieme di processi del *PBSE* che si riferisce allo step di progettazione. Consiste, principalmente, nell'identificazione del rischio sismico e nella scelta dei livelli e degli obiettivi prestazionali dell'intero sistema strutturale.

L'intento del *Performance Based Seismic Design* è quello di fornire ai progettisti un metodo che consenta loro di progettare, costruire e conservare edifici in modo tale che questi ultimi possano essere in grado di esplicitare determinate prestazioni se sottoposti a precisi livelli di intensità sismica.

La prestazione della struttura viene misurata in termini di perdita in funzionalità e di danni che la struttura subisce a seguito di un evento sismico. Il concetto del *Performance Based Seismic Design*, in generale, non si limita ad essere applicato esclusivamente agli edifici, ma può essere applicato a qualunque tipologia strutturale ed anche agli elementi non-strutturali. L'applicazione del *Performance Based Seismic Design* implica la definizione di una serie di obiettivi prestazionali che possono essere al più raggiunti, ma non superati dalla struttura stessa, qualora questa si trovi ad essere soggetta a un sisma di una fissata intensità. Nonostante lo sviluppo dei principi del *Performance Based Seismic Design* sia ancora ad una fase iniziale, le normative dei diversi paesi hanno fatto propria almeno la filosofia su cui tale approccio si basa.

Il *Performance Based Design* si pone, dunque, come approccio nuovo alla progettazione sismica ma anche come un approccio di tipo diretto, in quanto consente al progettista di dare delle informazioni al cliente sul prodotto e su tutte le prestazioni che tale prodotto potrà avere. Si può, in un certo senso, affermare che con il *Performance Based Seismic Design* la figura dell'ingegnere diventa una figura attiva e abbandona il ruolo di mero esecutore di calcoli.

Il primo passo necessario per lo sviluppo del *PBSD* è quello di individuare degli “*obiettivi prestazionali*” di progetto (*Performance Objectives*).

1.1.1. OBIETTIVI DEL PERFORMANCE BASED SEISMIC DESIGN

Il documento *Vision 2000* realizzato nel 1995 con la collaborazione di diverse università californiane, ha messo in luce il concetto di *obiettivo prestazionale*, inteso come unione di un *livello di intensità sismica* con un *livello prestazionale* atteso per la struttura. Tale concetto ha profondamente influenzato le attuali filosofie progettuali. Nel documento *Vision 2000* vengono considerati quattro “*livelli prestazionali*” e quattro “*livelli di intensità sismica*”.

I “*livelli prestazionali*” considerati sono:

- Livello 1: “*Fully Operational*” o “*Immediate Occupancy*”.

La struttura continua ad essere fruibile. Risultano trascurabili gli eventuali danni agli elementi strutturali e non-strutturali.

- Livello 2: “*Operational*” o “*Occupancy*”.

La struttura può essere occupata in sicurezza subito dopo il sisma. Gran parte delle funzioni per le quali la struttura è stata progettata devono poter essere riprese immediatamente. In particolare, i servizi essenziali devono essere protetti, viceversa, quelli non essenziali possono andare distrutti. Si richiede esclusivamente la riparazione dei servizi non essenziali. I danni sono, in ogni caso, contenuti.

- Livello 3: “*Life-Safe*”.

Viene essenzialmente garantita la salvaguardia delle vite umane. I danni sono da moderati a estesi. Teoricamente tali danni potrebbero essere riparati, ma ciò non sarebbe economicamente conveniente.

- Livello 4: “*Near-Collapse*”.

La vita umana è a rischio. I danni sono gravi, ma il collasso dalla struttura non si verifica. Le riparazioni non sono possibili.

I “*livelli di intensità sismica*” sono stati descritti quantitativamente in termini probabilistici, e sono:

- Livello di intensità sismica 1: “*Terremoto Frequente*”.

Tale livello di intensità sismica è caratterizzato da una probabilità di occorrenza pari al 50 % in 30 anni, oppure da un tempo di ritorno di 43 anni.

- Livello di intensità sismica 2: “*Terremoto Occasionale*”.

Tale livello di intensità sismica è caratterizzato da una probabilità di occorrenza pari al 50 % in 50 anni, oppure da un tempo di ritorno di 72 anni.

- Livello di intensità sismica 3: “*Terremoto Raro*”.

Tale livello di intensità sismica è caratterizzato da una probabilità di occorrenza pari al 10 % in 50 anni, oppure da un tempo di ritorno di 475 anni.

- Livello di intensità sismica 4: “*Terremoto Molto Raro*”.

Tale livello di intensità sismica è caratterizzato da una probabilità di occorrenza pari al 10 % in 50 anni, oppure da un tempo di ritorno di 970 anni.

Nella Tabella 1.1 sono riportati i livelli di intensità sismica previsti nel documento *Vision 2000*.

Tabella 1.1: Livelli di intensità sismica secondo il documento Vision 2000

Classificazione del terremoto	Tempo di ritorno	Probabilità di occorrenza
“ <i>Frequente</i> ”	43 anni	50 % in 30 anni
“ <i>Occasionale</i> ”	72 anni	50 % in 50 anni
“ <i>Raro</i> ”	475 anni	10 % in 50 anni
“ <i>Molto Raro</i> ”	970 anni	10 % in 50 anni

La relazione tra i “livelli prestazionali” e i “livelli di intensità sismica”, che dà luogo agli “obiettivi prestazionali”, è riportata in Figura 1.1. Come mostrato in Figura 1.1, gli “obiettivi prestazionali” diventano sempre più severi (cioè richiedono via via un danno sempre minore) con l’aumentare del tempo di ritorno del sisma e con l’aumentare dell’importanza della struttura. Infatti, per quanto riguarda le strutture non molto importanti, danni maggiori sono accettabili per eventi sismici rari, viceversa per eventi sismici di bassa rilevanza sono attesi danni modesti o nulli; per strutture di importanza superiore, invece, si richiede che anche sotto terremoti di intensità notevole, i danni siano modesti o nulli. Quanto detto finora è mostrato graficamente in Figura 1.1 mediante l’utilizzo di linee che individuano gli “obiettivi prestazionali” (cioè la relazione tra un certo “livello di intensità sismica” e un certo “livello di performance”) per tipologie strutturali di importanza crescente. Infatti, la linea individuata dalla scritta “Basic Objective”, definisce una serie di “obiettivi prestazionali” per le strutture cosiddette “normali”, come per esempio potrebbero essere gli edifici di civile abitazione. Al contrario, invece, le linee indicate con la scritta “Essential Objective” e “Safety Critical Objective” definiscono gli “obiettivi prestazionali”, rispettivamente, per strutture importanti come per esempio potrebbero essere gli ospedali, e di strutture di importanza strategica, per esempio centrali nucleari. Nel caso di strutture caratterizzate da “Safety Critical Objective” si nota che gli “obiettivi prestazionali” richiesti sono il “Fully Operational” e l’“Operational” rispettivamente sotto terremoti caratterizzati da elevatissimi tempi di ritorno.

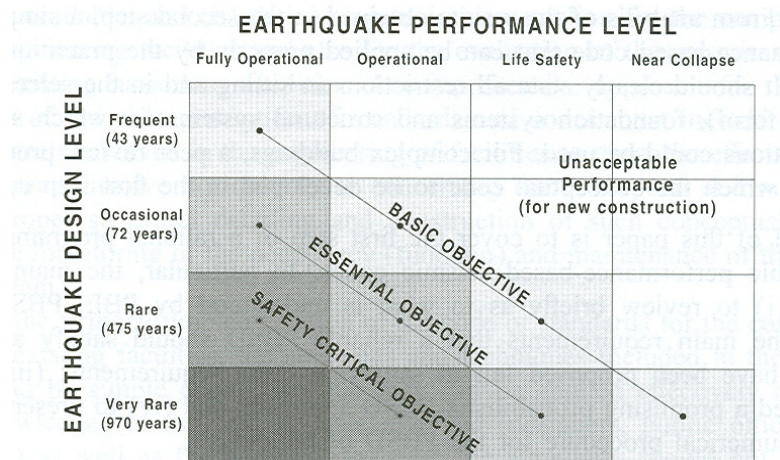


Figura 1.1 – Relazione tra i “livelli di intensità sismica” e i “livelli prestazionali” secondo il documento Vision 2000.

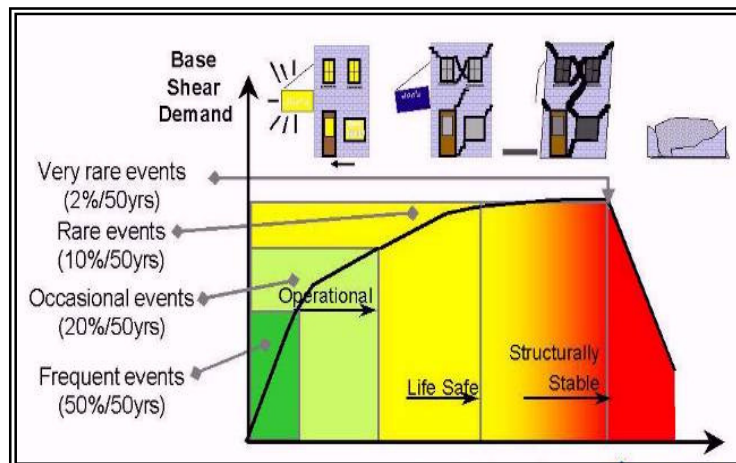


Figura 1.2 – Rappresentazione dei “livelli di intensità sismica” e dei “livelli prestazionali” secondo il documento *Vision 2000*.

Bertero e Bertero, nell’articolo del 2001 intitolato: “*Performance-based seismic engineering: the need for a reliable conceptual comprehensive approach*”, affermano che il primo passo per l’applicazione del PBSB è quello di individuare degli “*obiettivi prestazionali*”. Tali “*obiettivi*”, sono stati selezionati ed espressi in termini di livelli di danni attesi a seguito di un certo livello di intensità sismica. Il committente e il progettista devono discutere insieme ed individuare quali sono gli “*obiettivi prestazionali*” da raggiungere e sulla base dei quali progettare la struttura. Le considerazioni che in particolar modo conducono il committente e il progettista alla scelta di certi “*obiettivi prestazionali*” piuttosto che altri, sono funzione delle aspettative del cliente stesso, dell’esposizione sismica del sito in esame, delle considerazioni economiche e del rischio che il committente è disposto ad accettare.

1.2. INTERPRETAZIONE PERSONALE DEI “LIVELLI PRESTAZIONALI” PER UN APPROCCIO GENERALE

In questo paragrafo si cerca di fornire, alla luce della documentazione sopra riportata, una personale interpretazione di come i “*livelli prestazionali*” potrebbero essere effettivamente tradotti in specifici e dettagliati comportamenti strutturali. Infatti, il comportamento strutturale richiesto in uno specifico “*livello prestazionale*” può essere definito in maniera sintetica ed incisiva secondo una descrizione “a parole” e una successiva traduzione in “formula matematica”.

L’interpretazione dei “*livelli prestazionali*” non vuole essere valida solo per una specifica tipologia strutturale, o per uno specifico materiale, ma deve essere di validità generale. Questa interpretazione dei “*livelli prestazionali*” è indispensabile per determinare la “*Mappa dei comportamenti*” della struttura.

I punti obiettivo saranno dunque individuati sul diagramma Forze-Spostamenti della struttura, di conseguenza, risulta ovvio che per poter individuare tali punti, saranno necessarie condizioni sia sugli spostamenti del sistema (o, in modo del tutto equivalente, condizioni sulla duttilità di spostamento del sistema) sia sulle forze del sistema (o, in modo del tutto equivalente, condizioni sull’accelerazione del sistema). Non è, in ogni caso, detto che per ogni “*livello prestazionale*” sia possibile individuare entrambe queste condizioni, ciò significa che non è necessariamente detto che per ogni “*livello prestazionale*” sia effettivamente possibile individuare univocamente un target point. Qualora ciò non fosse possibile ci si limiterà ad una sola condizione, e quindi, il punto obiettivo non verrà univocamente determinato, in generale, ma la sua determinazione potrà avvenire a seconda della sensibilità del progettista e del caso specifico in esame.

Tale premessa è stata necessaria per spiegare i motivi per i quali la traduzione dei “*livelli prestazionali*”, che di seguito verrà riportata, risulta abbastanza generica e priva di numeri specifici (al più verranno forniti degli ordini di grandezza); infatti, l’obiettivo dei paragrafi seguenti è semplicemente quello di mostrare al progettista un ventaglio di possibilità che egli ha a disposizione per potersi costruire una curva Forze-Spostamenti della struttura “ideale”. Ogni progettista, in funzione della sua sensibilità e del problema in esame, potrà specializzare le condizioni di seguito riportate.

1.2.1. DESCRIZIONE “A PAROLE” DEI “LIVELLI PRESTAZIONALI”

- **“Fully Operational”**: richiede che, dopo il terremoto, la struttura possa essere immediatamente fruibile e si verifichino, al più, lievi danni, che in ogni caso, non devono portare ad alcuna interruzione dei servizi. Per questo motivo, la struttura può, al più, raggiungere il primo snervamento, devono essere nulli gli spostamenti residui, i danni devono essere lievi e non devono interessare gli elementi strutturali, e non devono verificarsi fenomeni di instabilità locali.

- **“Operational”**: richiede che, dopo il terremoto, la struttura debba poter essere fruibile ma possa verificarsi l’interruzione di qualche servizio non-fondamentale. Per questo motivo, la struttura può superare lievemente il primo snervamento, i danni devono essere contenuti e non devono interessare gli elementi strutturali, gli spostamenti residui devono essere modesti. Inoltre, qualora la struttura si possa ritenere ordinaria, si può ipotizzare per essa un comportamento elastico-perfettamente plastico o in alternativa si può ammettere un certo incremento della forza agente sull’edificio rispetto al valore della forza di primo snervamento. Qualora la struttura sia particolare perché, ad esempio contiene macchinari o impianti delicati che non ammettono accelerazioni elevate, allora le accelerazioni devono essere contenute entro limiti variabili caso per caso.

- **“Life-Safe”**: richiede che, dopo il terremoto, possa essere garantita la salvaguardia delle vite umane, di conseguenza che la struttura non debba collassare. Vanno limitati gli spostamenti affinché la struttura non vada ad urtare gli edifici adiacenti, affinché si possa evitare la crisi dei pilastri a seguito del verificarsi di effetti di secondo ordine od a seguito del raggiungimento del loro spostamento ultimo, e infine, affinché si possa evitare la crisi degli eventuali elementi di controventamento. Inoltre, qualora la struttura si possa ritenere ordinaria, si può ipotizzare per esse un comportamento elastico-perfettamente plastico o in alternativa si può ammettere un certo incremento della forza agente sull’edificio rispetto al valore della forza di primo snervamento. Invece, nel caso di strutture particolari perché, ad esempio contenenti macchinari o impianti delicati che non ammettono accelerazioni elevate, le accelerazioni devono essere contenute entro

limiti variabili caso per caso. Comunque, in ogni caso, la rigidità effettiva della struttura deve risultare non troppo bassa (e quindi il periodo effettivo della struttura andrà limitato al di sotto di certi valori) in modo da impedire che la struttura sia eccessivamente flessibile.

- **“Near-Collapse”**: richiede che, dopo il terremoto, la struttura non debba collassare. Ciò significa che la duttilità di spostamento o la domanda di spostamento richiesta dal sisma alla struttura deve essere, al più, superiore rispetto alla capacità di duttilità o alla capacità di spostamento della struttura.

1.3. ‘LIVELLI DI INTENSITA’ SISMICA PREVISTI DAL D.M.08

Vengono riportati i livelli di intensità sismica previsti dal *DM 08*^[3] (*Paragrafo 3.2.1*), cercando sempre una corrispondenza tra quanto è previsto dalla normativa e quanto, invece, è stato stabilito dal documento *Vision 2000*. Nel *DM 08* i “livelli di intensità sismica” previsti sono quattro, e ciascuno di questi è caratterizzato da uno specifico tempo di ritorno e da una probabilità di occorrenza definita in un certo periodo di riferimento, indicato con V_R , che viene calcolato in funzione della classe d’uso della struttura e della vita nominale dell’opera. Per completezza si riporta la definizione del periodo di riferimento così come fornita dal *DM 08* nel *Paragrafo 2.4*.

Paragrafo 2.4.1: “VITA NOMINALE”

“La vita nominale di un’opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.I e deve essere precisata nei documenti di progetto.”

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Paragrafo 2.4.2: “CLASSI D’USO”

“In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d’uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l’ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l’ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d’uso III o in Classe d’uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l’ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d’uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l’ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento

delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia Elettrica.”

Paragrafo 2.4.3: “PERIODO DI RIFERIMENTO PER L’AZIONE SISMICA”

“Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d’uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Il valore del coefficiente d’uso C_U è definito, al variare della classe d’uso, come mostrato in Tab. 2.4.II.”

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d’uso C_U

CLASSE D’USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Se V_R 35 anni si pone comunque $V_R = 35$ anni.”

1.3.1. “Terremoto Frequente” secondo il DM del 14/01/08

Il DM del 14/01/08 prevede tra i “livelli di intensità sismica”, quello corrispondente al “Terremoto Frequente”, così come è stato definito dal documento *Vision 2000*. Infatti, così come riportato nella *Tabella 3.2.I* della sopra citata normativa, il sisma che, in accordo con il lessico utilizzato nel documento *Vision 2000*, corrisponde a un “Terremoto Frequente”, viene caratterizzato da una probabilità di superamento pari al’81 % in V_R . A tale valore di probabilità di occorrenza non è associabile un valore specifico del tempo di ritorno in quanto il periodo di riferimento V_R non è stato univocamente definito dal DM 08.

1.3.2. “Terremoto Occasionale” secondo il DM del 14/01/08

Il *DM del 14/01/08* prevede tra i “livelli di intensità sismica”, quello corrispondente al “*Terremoto Occasionale*”, così come è stato definito dal documento *Vision 2000*. Infatti, così come riportato nella *Tabella 3.2.I* della sopra citata normativa, il sisma che, in accordo con il lessico utilizzato nel documento *Vision 2000*, corrisponde a un “*Terremoto Occasionale*”, viene caratterizzato da una probabilità di superamento pari al’63 % in V_R . A tale valore di probabilità di occorrenza non è associabile un valore specifico del tempo di ritorno in quanto il periodo di riferimento V_R non è stato univocamente definito dal *DM 08*.

1.3.3. “Terremoto Raro” secondo il DM del 14/01/08

Il *DM del 14/01/08* prevede tra i “livelli di intensità sismica”, quello corrispondente al “*Terremoto Raro*”, così come è stato definito dal documento *Vision 2000*. Infatti, così come riportato nella *Tabella 3.2.I* della sopra citata normativa, il sisma che, in accordo con il lessico utilizzato nel documento *Vision 2000*, corrisponde a un “*Terremoto Raro*”, viene caratterizzato da una probabilità di superamento pari al’10 % in V_R . A tale valore di probabilità di occorrenza non è associabile un valore specifico del tempo di ritorno in quanto il periodo di riferimento V_R non è stato univocamente definito dal *DM 08*.

1.3.4. “Terremoto Molto Raro” secondo il DM del 14/01/08

Il *DM del 14/01/08* prevede tra i “livelli di intensità sismica”, quello corrispondente al “*Terremoto Molto Raro*”, così come è stato definito dal documento *Vision 2000*. Infatti, così come riportato nella *Tabella 3.2.I* della sopra citata normativa, il sisma che, in accordo con il lessico utilizzato nel documento^[1] *Vision 2000*, corrisponde a un “*Terremoto Molto Raro*”, viene caratterizzato da una probabilità di superamento pari al’5 % in V_R . A tale valore di probabilità di occorrenza non è associabile un valore specifico del tempo di ritorno in quanto il periodo di riferimento V_R non è stato univocamente definito dal *DM 08*.

1.3.5. Sintesi dei “livelli di intensità sismica” previsti dal DM del 14/01/08

Nella tabella seguente (Tabella 1.3) viene riportata in maniera sintetica la corrispondenza tra i “livelli di intensità sismica” previsti dal documento *Vision 2000* e il *DM del 14/01/08*.

Tabella 1.2: Livelli di intensità sismica previsti nel documento *Vision 2000* e nel *DM del 14/01/08*.

Livelli di intensità sismica secondo <i>Vision 2000</i>	Livelli di intensità sismica secondo il <i>DM</i> <i>del 14/01/08</i>
<p>“<i>Terremoto Frequente</i>” Tempo di ritorno: 43 anni Probabilità di occorrenza: 50 % in 30 anni</p>	<p>Tempo di ritorno: non valutabile in assenza di V_R Probabilità di occorrenza: 81 % in V_R</p>
<p>“<i>Terremoto Occasionale</i>” Tempo di ritorno: 72 anni Probabilità di occorrenza: 50 % in 50 anni</p>	<p>Tempo di ritorno: non valutabile in assenza di V_R Probabilità di occorrenza: 63 % in V_R</p>
<p>“<i>Terremoto Raro</i>” Tempo di ritorno: 475 anni Probabilità di occorrenza: 10 % in 50 anni</p>	<p>Tempo di ritorno: non valutabile in assenza di V_R Probabilità di occorrenza: 10 % in V_R</p>
<p>“<i>Terremoto Molto Raro</i>” Tempo di ritorno: 970 anni Probabilità di occorrenza: 10 % in 50 anni</p>	<p>Tempo di ritorno: non valutabile in assenza di V_R Probabilità di occorrenza: 5 % in V_R</p>

2. APPROCCIO GENERALE PER L'INDIVIDUAZIONE DELLA “MAPPA DEI COMPORTAMENTI” DELLA STRUTTURA

2.0 INTRODUZIONE

In questo capitolo, all'interno dello *Stiffness-Strength-Ductility-Design Approach*, viene descritto un approccio generale da seguire per individuare la “*Mappa dei comportamenti*” della struttura nel diagramma Forze-Spostamenti, una volta prefissate determinate prestazioni sismiche. Essa rappresenta una “*curva obiettivo*” che consente il controllo del comportamento sismico della struttura. Infatti, sulla base di essa, è possibile andare a dimensionare il sistema resistente alle azioni orizzontali per poter soddisfare gli *obiettivi prestazionali* imposti.

2.1. DETERMINAZIONE DELLA “MAPPA DEI COMPORTAMENTI” DELLA STRUTTURA

2.1.1. CONCEZIONE STRUTTURALE

Senza perdita di generalità, si studia il comportamento sismico di un qualsiasi edificio, lungo ciascuna direzione, schematizzato come un oscillatore semplice ad un grado di libertà (SDOF) caratterizzato da una rigidezza k , che è la rigidezza alle azioni orizzontali fornita dal sistema resistente alle azioni orizzontali (*Lateral Resisting System, LRS*), e da una massa m che è la massa della struttura stessa.

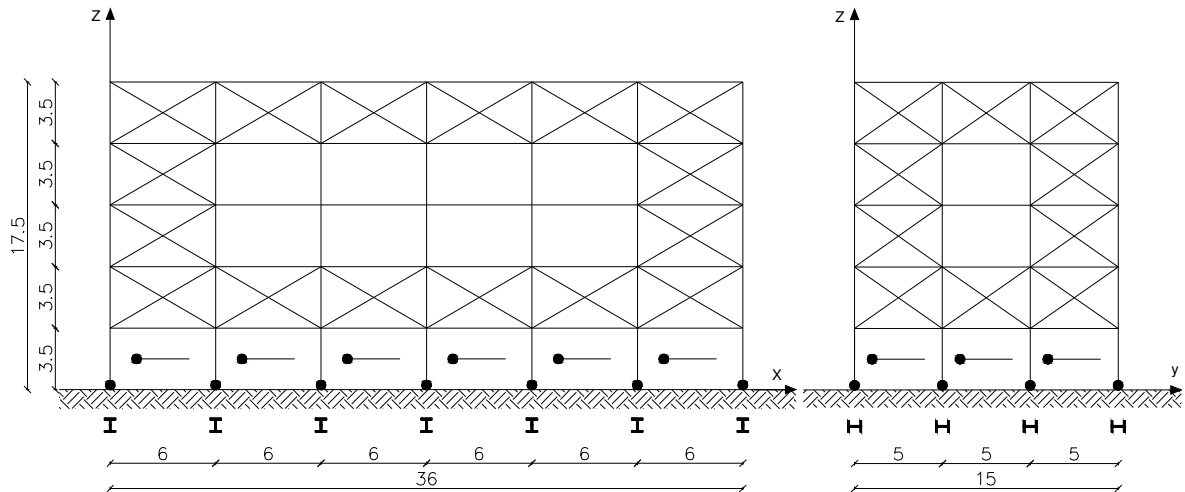


Figura 2.1 – Concezione strutturale dell'intera struttura.

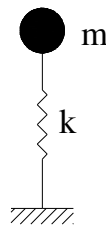


Figura 2.2 – Oscillatore semplice ad un grado di libertà (SDOF).

Infatti, la struttura è concepita fondamentalmente sulla separazione tra il sistema resistente alle azioni verticali e il sistema resistente alle azioni orizzontali; in particolare, quest'ultimo si compone di n singoli elementi resistenti alle azioni orizzontali che lavorano in parallelo (*Lateral Resisting Components, LRCs*). Tali componenti vengono disposti tra piano terra e primo piano, così da realizzare una sorta di "isolamento sismico" per i piani superiori, in quanto il blocco rigido superiore della struttura appoggia proprio sul primo piano.

2.1.2. PRESENTAZIONE DELL'APPROCCIO GENERALE

Il metodo da seguire si articola in due fasi successive:

- I Step)** traduzione di ciascun singolo *obiettivo prestazionale*, che discende dal *Performance Based Seismic Design*, in una "condizione matematica";
- II Step)** realizzazione di una "curva obiettivo" sulla base delle precedenti condizioni, denominata *Mappa dei Comportamenti* della struttura, costituita da tre diversi rami che si ottengono seguendo la procedura sotto illustrata.

2.1.2.1. I STEP: "CONDIZIONI MATEMATICHE"

L'*obiettivo prestazionale* è definito dall'unione di un *livello prestazionale* desiderato per la struttura, con un *livello di intensità sismica* ("Terremoto Frequente", "Terremoto Occasionale", "Terremoto Raro", "Terremoto Molto Raro").

Le seguenti "condizioni matematiche" sintetizzano ciascun *obiettivo prestazionale*. Infatti, rappresentano l'accoppiamento tra il *livello di intensità sismica* (membro a sinistra della disuguaglianza) con il *livello prestazionale*, cioè lo stato limite, in cui si deve trovare la struttura (membro a destra della disuguaglianza).

È bene precisare che, per quanto riguarda le definizioni sia dei "livelli prestazionali" sia dei "livelli di intensità sismica", non si utilizzeranno quelle fornite dal documento "Vision 2000". Infatti, per i "livelli prestazionali" si utilizzeranno delle interpretazioni fornite da una precedente tesi ("Progettazione sismica di tipo prestazionale di una struttura in acciaio" di Ilaria Ricci (Università di Bologna 2007/2008)), (cfr. §1.2.); invece, per i "livelli di intensità sismica" si utilizzeranno i valori di probabilità di occorrenza e di periodo di ritorno forniti dal *D.M. 08* (cfr. § 1.3., § 4.1.8.).

Tabella 2.1: "Condizioni Matematiche".

<ul style="list-style-type: none"> C1) FO (Fully Operational): $\delta_{\text{predicted(expected), frequent}} \leq \delta_{\text{desired, FO}} (= 0.5\%h)$
<ul style="list-style-type: none"> C2) O (Operational): $F_{\text{predicted(expected), occasional}} \leq F_{\text{desired, O}} (= F_{y1}) = \psi \cdot F_{\text{predicted(expected), occasional}}$
<ul style="list-style-type: none"> C3) LS (Life-Safe): $\delta_{\text{predicted(expected), rare}} \leq \delta_{\text{desired, LS}}$ $a_{\text{predicted(expected), rare}} \leq a_{\text{desired, LS}}$
<ul style="list-style-type: none"> C4) NC (Near-Collapse): $\delta_{\text{predicted(expected), veryrare}} \leq \delta_{\text{desired, NC}} (= 2.5\%h)$

È possibile notare che la traduzione "in formula" di ciascun *obiettivo prestazionale*, che discende dal *Performance Based Seismic Design*, deriva da un'imposizione di condizioni che utilizza termini di paragone quali spostamenti, forze ed accelerazioni, evidenziando il fatto che il PBSB include in sé il *Direct Displacement Based-Design*.

$\delta_{\text{predicted(expected),frequent}}$: è la domanda di spostamento di interpiano richiesta dal sisma, cosiddetto, "*Terremoto Frequente*";

$\delta_{\text{desired,FO}} (= 0.5\%h)$: è la capacità di spostamento di interpiano che si desidera che la struttura possa al massimo raggiungere, ma non superare, cioè il massimo spostamento permesso sotto un "*Terremoto Frequente*" affinché la struttura rimanga al livello prestazionale di "*Fully Operational*"; è tale da garantire danni lievi agli elementi non-strutturali.

Il valore dello spostamento di target, $\delta_{\text{desired,FO}}$, è stato assunto pari allo 0.5% con quanto affermato da Priestley, Calvi e Kowalsky in "*Displacement-Based Seismic Design of Structures*" [4];

h : è l'altezza di interpiano dell'edificio;

$F_{\text{predicted(expected),occasional}}$: è la forza richiesta dal sisma cosiddetto "*Terremoto Occasionale*";

$F_{\text{desired,O}}$: è la capacità di forza che si desidera che la struttura possa al massimo raggiungere, ma non superare, cioè la massima forza permessa sotto un "*Terremoto Occasionale*" affinché la struttura rimanga al livello prestazionale di "*Operational*".

Il valore di $F_{\text{desired,O}}$ viene assunto pari alla forza di primo snervamento della struttura, F_{y1} ;

ψ : è la costante che consente di variare la posizione di F_{y1} , rispetto alla $F_{\text{predicted(expected),occasional}}$. Infatti, può assumere un valore maggiore, uguale o minore di 1, come verrà descritto in seguito;

$\delta_{\text{predicted(expected),rare}}$: è la domanda di spostamento di interpiano richiesta dal sisma, cosiddetto, "*Terremoto Raro*";

$\delta_{\text{desired,LS}}$: è la capacità di spostamento di interpiano che si desidera che la struttura possa al massimo raggiungere, ma non superare, cioè il massimo spostamento permesso sotto un "*Terremoto Raro*" affinché la struttura rimanga al livello prestazionale di "*Life-Safe*".

Il valore di $\delta_{\text{desired,LS}}$ deve essere valutato caso per caso, in funzione della sensibilità del progettista e del problema specifico. Si può scegliere pari a 1.5%h, così come indicato dal Professor Stephen A. Mahin nel sito web "*Livelli prestazionali di una struttura in acciaio*"^[5];

$a_{\text{predicted(expected),rare}}$: è la domanda di accelerazione richiesta dal sisma cosiddetto "*Terremoto Raro*";

$a_{\text{desired,LS}}$: è la capacità di accelerazione della struttura, che si desidera che la struttura possa al massimo raggiungere, ma non superare, cioè la massima accelerazione permessa sotto un "*Terremoto Raro*" affinché la struttura rimanga al livello prestazionale di "*Life-Safe*".

Il valore di $a_{\text{desired,LS}}$ deve essere valutato caso per caso, in funzione della sensibilità del progettista e del problema specifico. Può essere assunto pari a 0.2g per assicurare che non ci siano danni significativi ai componenti strutturali;

$\delta_{\text{predicted(expected),veryrare}}$: è la domanda di spostamento di interpiano richiesta dal sisma, cosiddetto, "*Terremoto Molto Raro*";

$\delta_{\text{desired,NC}} (= 2.5\%h)$: è la capacità di spostamento di interpiano che si desidera che la struttura possa al massimo raggiungere, ma non superare, cioè il massimo spostamento permesso sotto un "*Terremoto Molto*

Raro" affinché la struttura rimanga al livello prestazionale di "Near-Collapse".

Il valore di $\delta_{\text{desired,NC}}$ è stato assunto pari al 2.5% con quanto affermato da Stephen A. Main nel sito web "Livelli prestazionali di una struttura in acciaio".

Per quanto riguarda i pedici utilizzati, si evidenzia il fatto che:

- "*predicted*" definisce la "fase di predizione" all'interno di un comportamento di tipo generico che prevede, per questo motivo, l'utilizzo di strumenti che identificano un input generico. Infatti, possono essere utilizzati spettri di risposta elastici, piuttosto che plastici.
- "*expected*" sottolinea, invece, il fatto che tra i valori "predetti", come sopra illustrato, si cerca il valore atteso, in corrispondenza del determinato livello di intensità sismica.
- "*desired*" indica il valore desiderato, quello massimo, in relazione allo stato limite in cui si deve trovare la struttura.

2.1.2.2. II STEP: "CURVA OBIETTIVO"

Di seguito, viene riportato un diagramma Forze-Spostamenti della struttura di tipo qualitativo che rappresenta la "*curva obiettivo*" che discende dalle "*condizioni matematiche*" riportate nella fase precedente. Essa è costituita da tre rami con pendenza differente che mettono in luce un cambiamento nella rigidità e, quindi, nel comportamento della struttura stessa.

Tale curva assume il nome di *Mappa dei Comportamenti* della struttura ed è considerata uno strumento progettuale di notevole importanza, in quanto, consente il controllo del comportamento sismico della struttura. Infatti, sulla base di essa, è possibile andare a dimensionare il sistema resistente alle azioni orizzontali per poter soddisfare gli *obiettivi prestazionali* imposti.

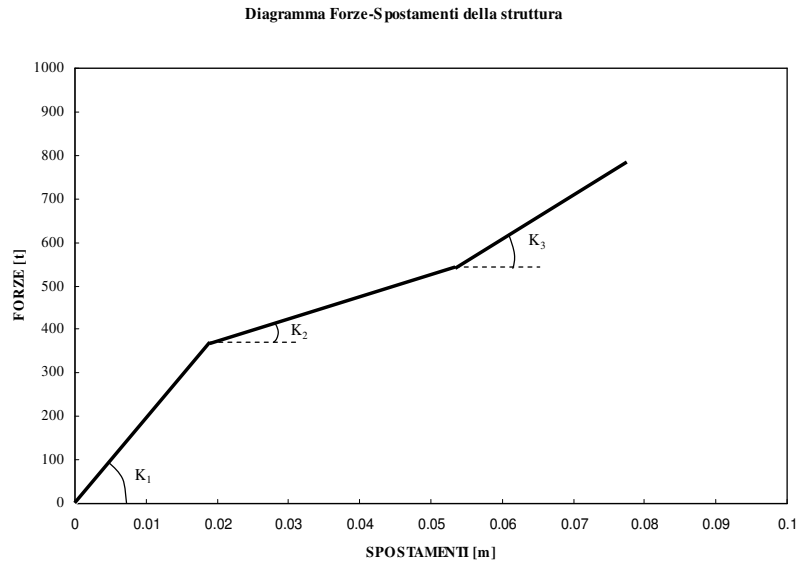


Figura 2.3 – Rappresentazione della “*curva obiettivo*” nel diagramma Forze-Spostamenti.

A partire dall'unione delle precedenti “*condizioni matematiche*” imposte sulla struttura, è possibile delineare ciascuno dei tre rami che costituisce la “*curva obiettivo*”, come viene illustrato dai seguenti passaggi.

$$\text{➤ C1)} \quad \delta_{\text{predicted(expected),frequent}} \leq \delta_{\text{desired,FO}} (= 0.5\%h) \quad \Rightarrow \quad K_{\text{frequent-FO,min}} = K_1$$

La *prima condizione matematica* è, essenzialmente, una limitazione degli spostamenti di interpiano della struttura. Infatti, esprime la necessità che la domanda di spostamento richiesta dal “*Terremoto Frequente*”, $\delta_{\text{predicted(expected),frequent}}$, sia minore o, al più, uguale alla capacità di spostamento del sistema di progetto al livello prestazionale di “*Fully Operational*”, $\delta_{\text{desired,FO}}$.

- 1) Si considera, al limite, che la domanda di spostamento richiesta dal “*Terremoto Frequente*”, $\delta_{\text{predicted(expected),frequent}}$, sia uguale alla capacità di spostamento del sistema di progetto al livello prestazionale di “*Fully Operational*”, $\delta_{\text{desired,FO}}$:

$$\delta_{\text{predicted(expected),frequent}} = \delta_{\text{desired,FO}} = 0.5\%h$$

- 2) Si definisce lo *Spettro di risposta elastico agli spostamenti*, ottenuto da uno spettro di risposta alle pseudo-accelerazioni dimensionalizzato, per il livello prestazionale

di "Fully Operational" con una probabilità di superamento dell'81% in un tempo di riferimento pari a 50 anni, considerando un coefficiente di smorzamento uguale al 5%, calcolato secondo il *D.M.08*.

- 3) Si entra nello spettro con il valore di spostamento $\delta_{\text{desired,FO}}$ e si ricava il periodo corrispondente $T_{\text{frequent-FO}}$.

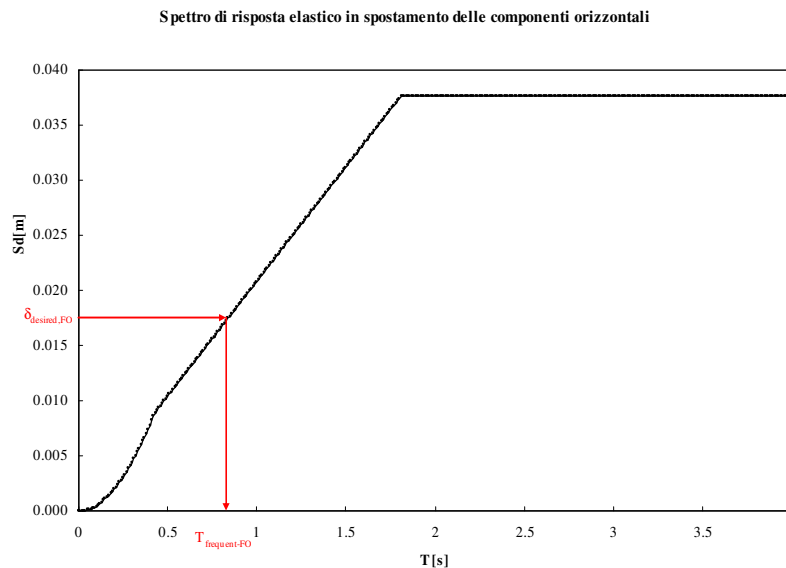


Figura 2.4 – Spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali, ottenuto da uno spettro di risposta alle pseudo-accelerazioni, per il livello prestazionale di "Fully Operational" con $P_{VR} = 81\%$ in un tempo di riferimento pari a 50 anni, considerando un coefficiente di smorzamento pari al 5%, calcolato secondo il *D.M.08*.

- 4) Noto il periodo $T_{\text{frequent-FO}}$ e la massa m dell'intera struttura, si ottiene la rigidezza iniziale del sistema resistente alle azioni orizzontali, K_1 , a partire dalla seguente relazione:

$$T_{\text{frequent-FO}} = \frac{2 \cdot \pi}{\omega} = \frac{2 \cdot \pi}{\sqrt{\frac{K_1}{m}}} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m}{K_1}} \quad \Rightarrow \quad K_{\text{frequent-FO,min}} = K_1 = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot m}{T_{\text{frequent-FO}}^2}$$

Tale valore di rigidezza risulta essere, dunque, la rigidezza della struttura concepita come un oscillatore semplice ad un grado di libertà e, dal punto di vista grafico, rappresenta la pendenza della retta tracciata nel diagramma Forze-Spostamenti del sistema resistente alle azioni orizzontali.

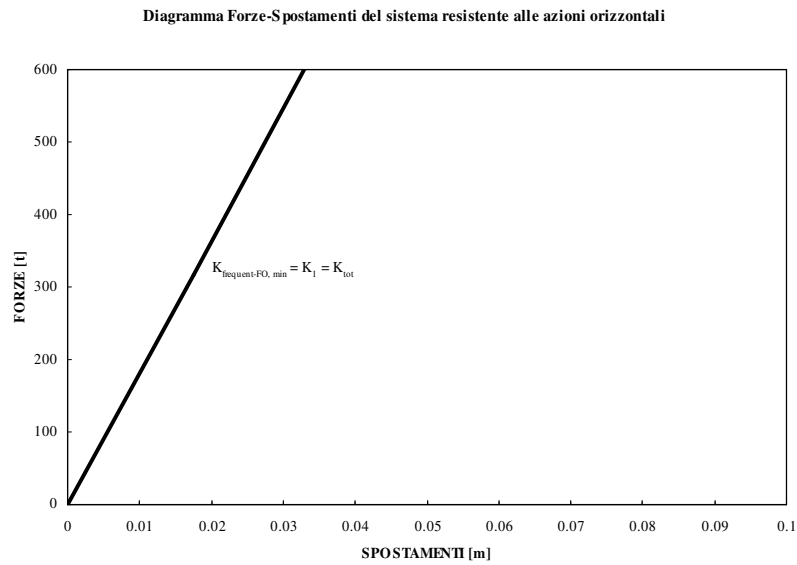


Figura 2.5 – Rappresentazione grafica della rigidezza iniziale del sistema resistente alle azioni orizzontali.

Il passaggio tra la rigidezza K_1 e la rigidezza K_2 , visualizzate secondo i due rami di pendenza differente, è definito dallo snervamento della struttura. Per questo motivo, su tale retta, indice del comportamento elastico-lineare della struttura, è necessario definire tale punto, determinato dal valore di forza e di spostamento di primo snervamento del sistema resistente alle azioni orizzontali.

$$\text{➤ C2) } F_{\text{predicted(expected),occasional}} \leq F_{\text{desired,O}} (= F_{y1}) = \psi \cdot F_{\text{predicted(expected),occasional}} \Rightarrow F_{y1}$$

Si ricorre, perciò, alla *seconda condizione matematica* che è, essenzialmente, una limitazione sulle forze al livello prestazionale di “Operational”.

La capacità di forza del sistema di progetto al livello prestazionale di “Operational”, $F_{\text{desired,O}}$, deve essere uguale o, al più, maggiore della forza richiesta dal sisma cosiddetto “Terremoto Occasionale”, $F_{\text{predicted(expected),occasional}}$.

$$1) \text{ Si considera } F_{\text{desired,O}} = F_{y1} = \psi \cdot F_{\text{predicted(expected),occasional}} \cdot$$

L'uguaglianza tra $F_{\text{desired},O}$, e quindi F_{y1} , e $F_{\text{predicted(expected),occasional}}$ è a meno di una costante ψ , in modo da ammettere un margine sulla posizione del punto di primo snervamento.

Infatti, se:

- $\psi = 1$

Si considera che la forza "desiderata", $F_{\text{desired},O}$, pari alla forza di primo snervamento del sistema resistente alle azioni orizzontali, F_{y1} , sia coincidente con il valore di forza "attesa", $F_{\text{predicted(expected),occasional}}$.

$$F_{\text{desired},O} = F_{y1} = 1 \cdot F_{\text{predicted(expected),occasional}} = F_{\text{predicted(expected),occasional}}$$

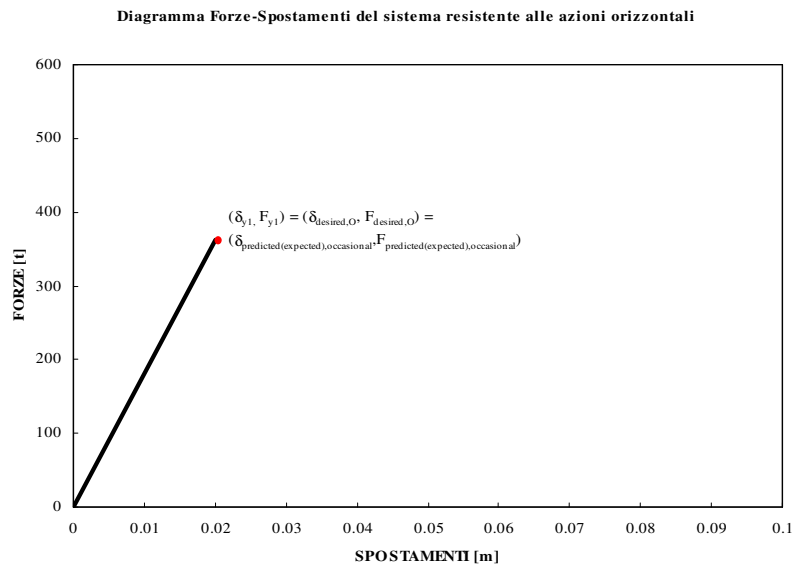


Figura 2.6 – Individuazione del target point corrispondente all'obiettivo prestazionale individuato dall'unione del livello prestazionale di "Fully Operational" con il livello di intensità sismica definito "Terremoto Frequente" nel diagramma Forze-Spostamenti del sistema resistente alle azioni orizzontali, nel caso in cui $\psi = 1$.

- $\psi = 0.9$

Si considera che la forza "desiderata", $F_{\text{desired},O}$, pari a F_{y1} , sia leggermente inferiore alla forza "attesa", $F_{\text{predicted(expected),occasional}}$, ammettendo, così, che la forza di primo snervamento del sistema resistente alle azioni orizzontali, F_{y1} , si trovi sulla retta del diagramma Forze-Spostamenti del sistema resistente alle azioni orizzontali, prima della forza richiesta dal sisma "Terremoto Occasionale", $F_{\text{predicted(expected),occasional}}$.

$$F_{\text{desired},O} = F_{y1} = 0.9 \cdot F_{\text{predicted(expected),occasional}}$$

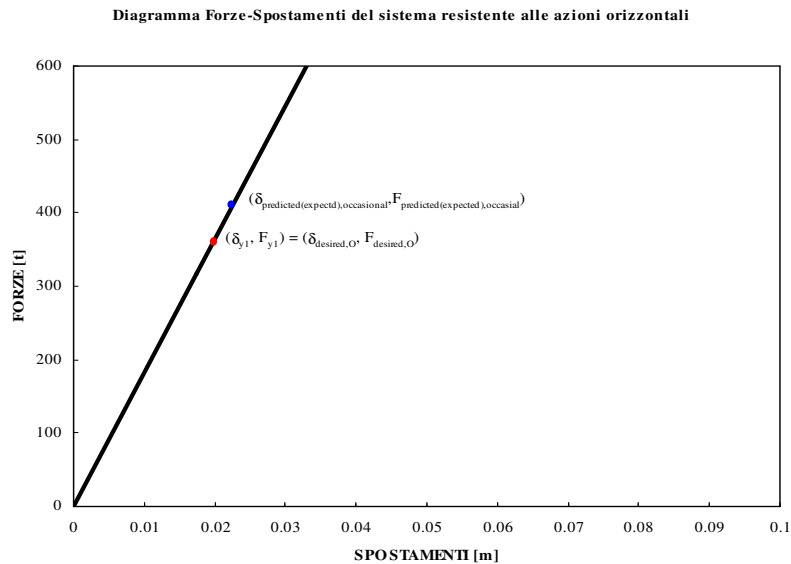


Figura 2.7 – Individuazione del target point corrispondente all'*obiettivo prestazionale* individuato dall'unione del livello prestazionale di "Fully Operational" con il livello di intensità sismica definito "Terremoto Frequente" nel diagramma Forze-Spostamenti del sistema resistente alle azioni orizzontali, nel caso in cui $\psi = 0.9$.

- $\psi = 1.1$

In questo caso, invece, si considera che la forza "desiderata", $F_{\text{desired},O}$, pari a F_{y1} , sia leggermente superiore alla forza "attesa", $F_{\text{predicted(expected),occasional}}$, ammettendo, così, che la forza di primo snervamento del sistema resistente alle azioni orizzontali, F_{y1} , si trovi sulla retta del diagramma Forze-Spostamenti del sistema resistente alle azioni orizzontali, dopo la forza richiesta dal sisma "Terremoto Occasionale", $F_{\text{predicted(expected),occasional}}$.

$$F_{\text{desired},O} = F_{y1} = 1.1 \cdot F_{\text{predicted(expected),occasional}}$$

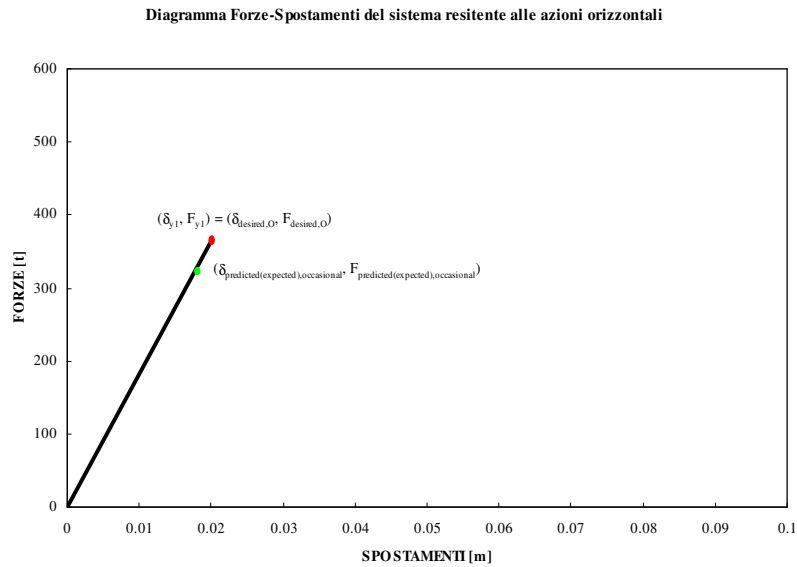


Figura 2.8 – Individuazione del target point corrispondente all'*obiettivo prestazionale* individuato dall'unione del *livello prestazionale* di "Fully Operational" con il *livello di intensità sismica* definito "Terremoto Frequente" nel diagramma Forze-Spostamenti del sistema resistente alle azioni orizzontali, nel caso in cui $\psi = 1.1$.

- 2) Considerando, quindi, al limite, $F_{\text{desired},O} = F_{y1} = F_{\text{predicted}(\text{expected}),\text{occasional}}$ e noto il valore di K_1 (ricavato dalla condizione precedente), si determina univocamente il *target point* che individua il *livello prestazionale* di "Fully Operational", sotto un sisma definito "Terremoto Frequente".

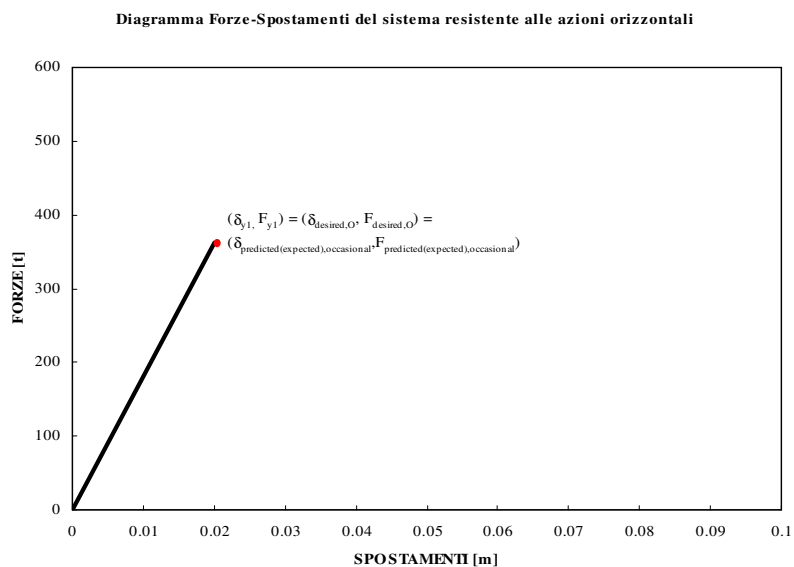


Figura 2.9 – Individuazione del target point corrispondente all'*obiettivo prestazionale* individuato dall'unione del *livello prestazionale* di "Fully Operational" con il *livello di intensità sismica* definito "Terremoto Frequente" nel diagramma Forze-Spostamenti del sistema resistente alle azioni orizzontali.

- 3) Attraverso uno studio analitico, si può risalire al tipo di curva lungo la quale si dispone il target point individuato. Il procedimento seguito consente di arrivare ad una espressione della capacità di forza del sistema di progetto al livello prestazionale di "Operational", $F_{\text{desired,O}}$, in funzione della capacità di spostamento del sistema di progetto al livello prestazionale di "Operational", $\delta_{\text{desired,O}}$.
Si possono seguire due strade alternative che portano ai risultati riportati di seguito ed ampiamente illustrati nella successiva Appendice A:

I) Spettro di risposta elastico agli spostamenti secondo il D.M.08

$$F_{\text{predicted(expected),occasional}} = \delta_{\text{desired,O}} \cdot \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot m}{T_{\text{occasional-O}}^2}$$

$$\Rightarrow F_{\text{desired,O}} = \psi \cdot m \cdot \frac{(a_g \cdot S \cdot F_O \cdot T_c)^2}{4 \cdot \pi} \cdot \frac{1}{\delta_{\text{desired,O}}} \quad \Rightarrow \quad F_{\text{desired,O}} = \frac{c}{\delta_{\text{desired,O}}}$$

dove:

$$\psi \cdot m \cdot \frac{(a_g \cdot S \cdot F_O \cdot T_c)^2}{4 \cdot \pi} = c$$

è una costante che dipende dalla scelta di un determinato tipo di terreno e da un determinato tipo di struttura.

II) Spettro di risposta elastico agli spostamenti linearizzato secondo l'articolo "On the seismic response spectra and their schematisations"^[6]

$$F_{\text{predicted(expected),occasional}} = \delta_{\text{desired,O}} \cdot \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot m}{T_{\text{occasional-O}}^2}$$

$$\Rightarrow F_{\text{desired,O}} = \psi \cdot m \cdot (\alpha_v \cdot \text{PGV})^2 \cdot \frac{1}{\delta_{\text{desired,O}}} \quad \Rightarrow \quad F_{\text{desired,O}} = \frac{c}{\delta_{\text{desired,O}}}$$

dove:

$$\psi \cdot m \cdot (\alpha_v \cdot PGV)^2 = c$$

è una costante che dipende dalla scelta di un determinato tipo di terreno e da un determinato tipo di struttura.

Si può notare che, qualsiasi procedimento venga seguito, la curva che si ottiene è la stessa:

un'iperbole equilatera riferita ai propri assi di espressione $y = \frac{c}{x}$.

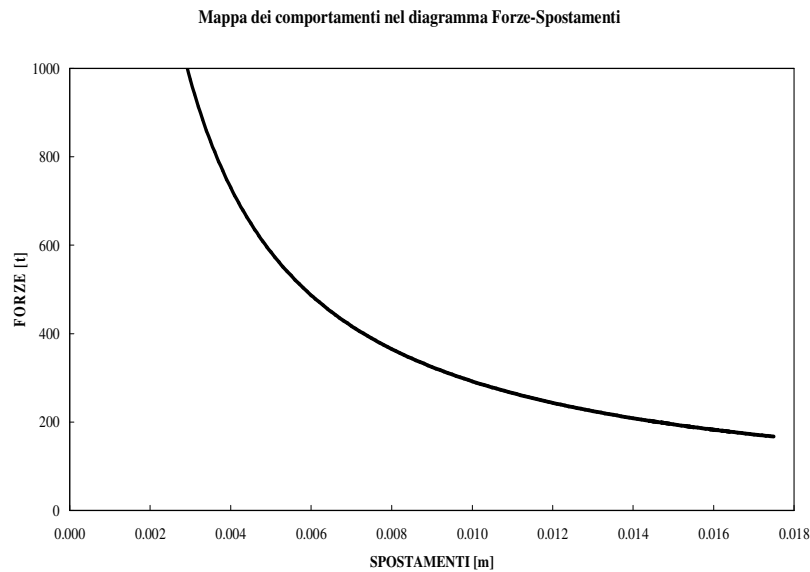


Figura 2.10 Iperbole equilatera su cui si dispongono i target points corrispondenti all' "obiettivo prestazionale" individuato dall'unione del "livello prestazionale" di "Operational" con il "livello di intensità sismica" definito "Terremoto Occasionale" nel diagramma Forze-Spostamenti.

$$\delta_{\text{predicted(expected),rare}} \leq \delta_{\text{desired,LS}}$$

➤ **C3)**

$$\Rightarrow K_2$$

$$a_{\text{predicted(expected),rare}} \leq a_{\text{desired,LS}}$$

Con la *terza condizione matematica* ci si trova all'interno del livello prestazionale di "Life-Safe", per il quale si ipotizza un comportamento elastico-perfettamente plastico della struttura, considerando il superamento del punto di primo snervamento.

Si esprime la necessità che la domanda di spostamento richiesta dal "Terremoto Raro", $\delta_{\text{predicted(expected),rare}}$, sia minore o, al più, uguale alla capacità di spostamento del sistema di progetto al livello prestazionale di "Life-Safe", $\delta_{\text{desired,LS}}$, in particolare:

$$\delta_{\text{desired,O}} \leq \delta_{\text{predicted(expected),rare}} \leq \delta_{\text{desired,LS}}$$

dove $\delta_{\text{desired,O}}$ è la capacità di spostamento di interpiano che si desidera che la struttura possa al massimo raggiungere, ma non superare, cioè il massimo spostamento permesso sotto un "Terremoto Occasionale" affinché la struttura rimanga al livello prestazionale di "Operational".

Ad un diverso valore di domanda di spostamento richiesta dal "Terremoto Raro", che varia nell'intervallo sopra definito, è associato un differente valore di domanda di duttilità:

$$\mu_{\text{desired,O}} \leq \mu_{\text{predicted(expected),rare}} \leq \mu_{\text{desired,LS}}$$

e, di conseguenza, un differente valore di smorzamento viscoso equivalente:

$$\xi_{\text{desired,O}} \leq \xi_{\text{predicted(expected),rare}} \leq \xi_{\text{desired,LS}}$$

Dove:

$\mu_{\text{desired,O}}$: è la capacità di duttilità che si desidera che la struttura possa al massimo raggiungere, ma non superare, cioè la massima duttilità permessa sotto un "Terremoto Occasionale" affinché la struttura rimanga al livello prestazionale di "Operational".

Nel caso in cui lo snervamento è in corrispondenza di tale *livello prestazionale*, questo valore è pari a 1;

$$\mu_{\text{desired,O}} = \frac{\delta_{\text{desired,O}}}{\delta_{y1}} = \frac{\delta_{y1}}{\delta_{y1}} = 1$$

$\mu_{\text{predicted(expected),rare}}$: è la domanda di duttilità richiesta dal "Terremoto Raro"; è una grandezza variabile;

$\mu_{\text{desired,LS}}$: è la capacità di duttilità che si desidera che la struttura possa al massimo raggiungere, ma non superare, cioè la massima duttilità permessa sotto un "Terremoto Raro" affinché la struttura rimanga al livello prestazionale di "Life-Safe";

$\xi_{\text{desired},O}$: è lo smorzamento viscoso equivalente "desiderato" corrispondente alla massima duttilità permessa sotto un "Terremoto Occasionale" affinché la struttura rimanga al livello prestazionale di "Operational";

$\xi_{\text{predicted(expected),rare}$: è lo smorzamento viscoso equivalente "atteso" corrispondente alla domanda di duttilità richiesta dal "Terremoto Raro"; è una grandezza variabile;

$\xi_{\text{desired},LS}$: è lo smorzamento viscoso equivalente "desiderato" corrispondente alla massima duttilità permessa sotto un "Terremoto Raro" affinché la struttura rimanga al livello prestazionale di "Life-Safe".

1) Si prende un valore di spostamento $\delta_{\text{predicted(expected),rare}$ appartenente all'intervallo

$$\delta_{\text{desired},O} \leq \delta_{\text{predicted(expected),rare} \leq \delta_{\text{desired},LS} :$$

$$\delta_{\text{predicted(expected),rare} \in [\delta_{\text{desired},O}; \delta_{\text{desired},LS}]$$

2) Noto lo spostamento di primo snervamento del sistema resistente alle azioni orizzontali, δ_{y1} , si calcola la duttilità ad esso corrispondente:

$$\mu_{\text{predicted(expected),rare} = \frac{\delta_{\text{predicted(expected),rare}}}{\delta_{y1}}$$

3) Si definisce, quindi, lo smorzamento viscoso equivalente ad essa associato secondo la formula fornita da Priestley, Calvi e Kowalsky:

$$\xi_{\text{predicted(expected),rare} = \xi_{\text{predicted(expected),rare}(\mu_{\text{predicted(expected),rare})}$$

$$\Rightarrow \xi_{\text{predicted(expected),rare} = \xi_{\text{rif}} + c \cdot \left(\frac{\mu_{\text{predicted(expected),rare} - 1}{\mu_{\text{predicted(expected),rare} \cdot \pi} \right)$$

$$\Rightarrow \xi_{\text{predicted(expected),rare}} = 5\% + c \cdot \left(\frac{\mu_{\text{predicted(expected),rare}} - 1}{\mu_{\text{predicted(expected),rare}} \cdot \pi} \right)$$

dove ξ_{rif} è assunta pari al 5%, secondo il *D.M.08* e c è una costante definita dalla tipologia strutturale.

4) Se $\xi_{\text{predicted(expected),rare}} = 5\% \Rightarrow \eta_{\text{predicted(expected),rare}} = 1,$

altrimenti si calcola il valore del fattore η che altera lo spettro elastico per i coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione (*par.3.2.3.2.1 del D.M.08*):

$$\eta_{\text{predicted(expected),rare}} = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi_{\text{predicted(expected),rare}}}} \geq 0.55$$

In generale, questa relazione si può esprimere come:

$$\eta_{\text{predicted(expected),rare}} = \sqrt{\frac{a}{b + \xi_{\text{predicted(expected),rare}}}}$$

(a, b) = (7, 2) [Italian SSN, 1998];

(a, b) = (10, 5) [Bommer et al., 2000], [Priestley, 2003];

(a, b) = (15, 10) [Tolis and Faccioli, 1999];

a seconda della formulazione^[7] scelta.

5) Da quest'ultimo valore dipendono lo *Spettro di risposta elastico alle accelerazioni* e lo *Spettro di risposta elastico agli spostamenti* valutati per il livello prestazionale di "Life-Safe" con una probabilità di superamento del 10% in un tempo di riferimento pari a 50 anni, considerando un coefficiente di smorzamento uguale al 5%, calcolati secondo il *D.M.08*.

$$S_A = S_A(\eta_{\text{expected,rare}})$$

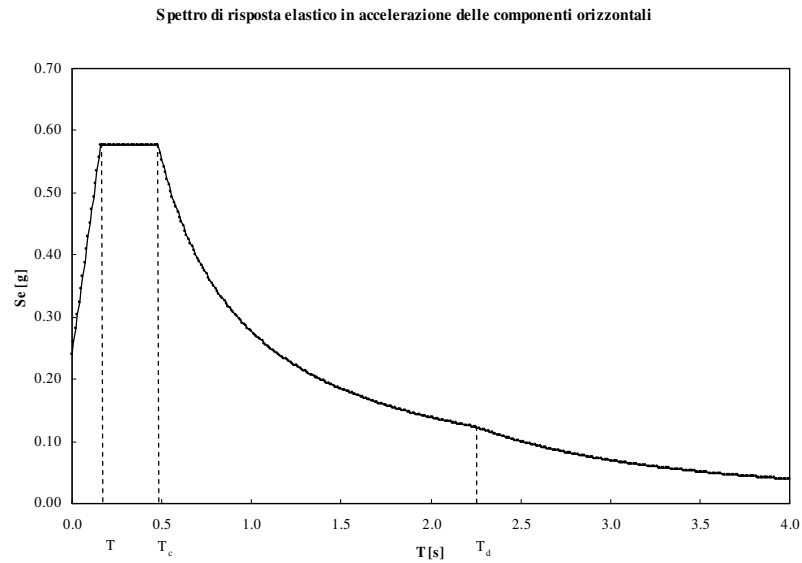


Figura 2.11 – Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali per il livello prestazionale di “*Life-Safe*” con $P_{VR} = 10\%$ in un tempo di riferimento pari a 50anni, considerando un coefficiente di smorzamento pari al 5%, calcolato secondo il *D.M.08*.

$$S_D = S_D(\eta_{\text{predicted(expected),rare}})$$

$$S_A = \omega^2 \cdot S_D \Rightarrow S_D = \frac{T^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot S_A \Rightarrow S_D = S_D(T_{\text{rare-LS}})$$

$$\Rightarrow S_D = S_D(T_{\text{rare-LS}}, \eta_{\text{predicted(expected),rare}})$$

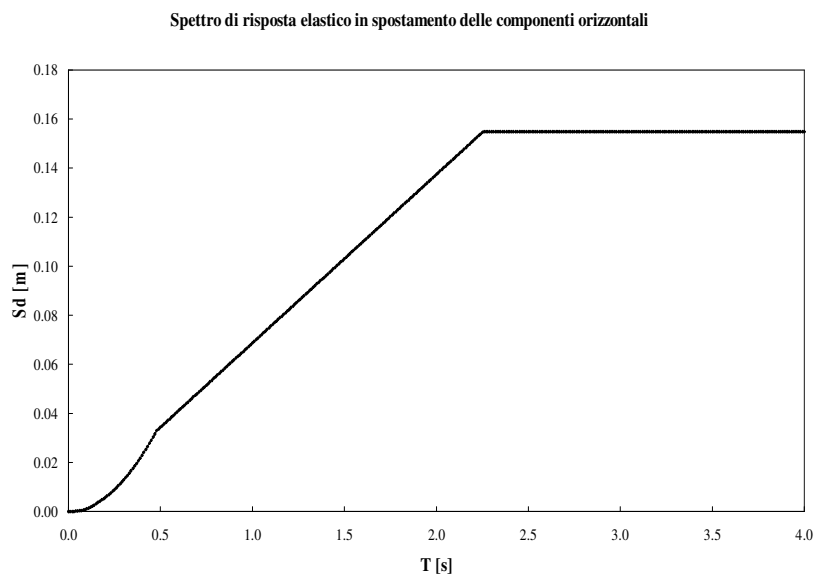


Figura 2.12 – Spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali, ottenuto da uno spettro di risposta alle pseudo-accelerazioni dimensionalizzato, per il livello prestazionale di “*Life-Safe*” con $P_{VR} = 10\%$ in un tempo di riferimento pari a 50 anni, considerando un coefficiente di smorzamento pari al 5%, calcolato secondo il *D.M.08*.

- 6) Si rappresenta uno *Spettro di risposta elastico agli spostamenti*, ottenuto da uno spettro di risposta alle pseudo-accelerazioni dimensionalizzato, per il livello prestazionale di "Life-Safe" con una probabilità di superamento del 10% in un tempo di riferimento pari a 50 anni per ciascun $\xi_{\text{predicted(expected),rare}}$.

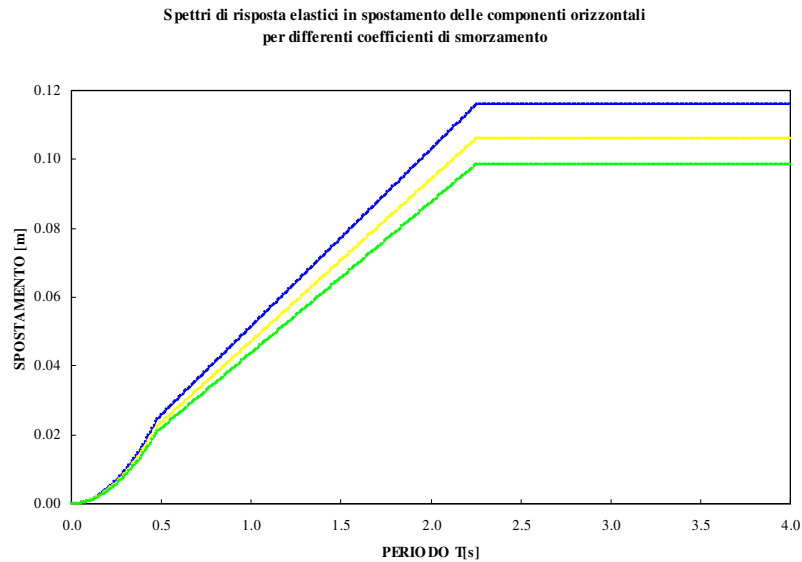


Figura 2.13 – Spettro di risposta elastico agli spostamenti, ottenuto da uno spettro di risposta alle pseudo-accelerazioni dimensionalizzato, per il livello prestazionale di "Life-Safe" con $P_{VR} = 10\%$ in un tempo di riferimento pari a 50 anni, considerando diversi coefficienti di smorzamento, calcolato secondo il *D.M.08*.

- 7) Si considera, al limite, che la domanda di spostamento richiesta dal "Terremoto *Raro*", $\delta_{\text{predicted(expected),rare}}$, sia uguale alla capacità di spostamento del sistema di progetto al livello prestazionale di "Life-Safe", $\delta_{\text{desired,LS}}$:

$$\delta_{\text{predicted(expected),rare}} = \delta_{\text{desired,LS}}$$

- 8) Si entra con un certo valore di domanda di spostamento, $\delta_{\text{desired,LS}}$, all'interno dello spettro, caratterizzato dal valore di smorzamento viscoso equivalente associato allo spostamento scelto, $\xi_{\text{desired,LS}}$, e si legge il corrispondente valore di periodo:

$$T_{\text{rare-LS}} = T_{\text{rare-LS}}(\delta_{\text{desired,LS}}, \eta_{\text{predicted(expected),rare}})$$

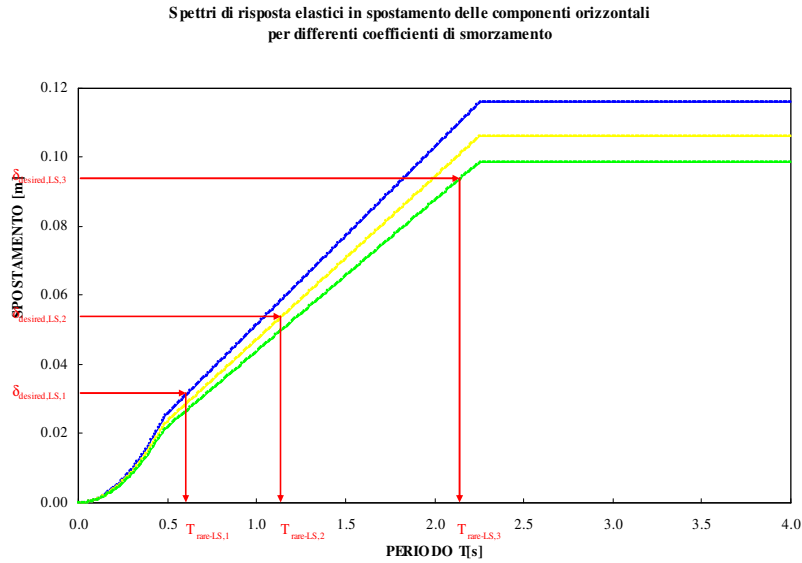


Figura 2.14 – Individuazione dei diversi valori di periodo in corrispondenza del rispettivo valore di domanda di spostamento e di smorzamento viscoso equivalente sullo spettro di risposta elastico agli spostamenti.

- $\delta_{\text{desired,LS},1} \Rightarrow$ Spettro di risposta agli spostamenti blu $\Rightarrow T_{\text{rare-LS},1}$
- $\delta_{\text{desired,LS},2} \Rightarrow$ Spettro di risposta agli spostamenti giallo $\Rightarrow T_{\text{rare-LS},2}$
- $\delta_{\text{desired,LS},3} \Rightarrow$ Spettro di risposta agli spostamenti verde $\Rightarrow T_{\text{rare-LS},3}$

9) Si definisce un intervallo di valori del periodo variabile tra un valore massimo (ottenuto considerando lo smorzamento viscoso equivalente corrispondente a $\delta_{\text{desired,LS}}$) e un valore minimo (ottenuto considerando lo smorzamento viscoso equivalente corrispondente a $\delta_{\text{desired,O}}$):

$$T_{\text{rare-LS},\text{min}} \leq T_{\text{rare-LS}} \leq T_{\text{rare-LS},\text{max}}$$

10) Nota la massa m dell'intera struttura e i valori dei periodi, si ottiene il valore di rigidità nell'ambito del livello prestazionale di "Life-Safe" per un sisma definito "Terremoto Raro", a partire dalla seguente relazione:

$$T_{\text{rare-LS}} = \frac{2 \cdot \pi}{\omega} = \frac{2 \cdot \pi}{\sqrt{\frac{K_{\text{rare-LS}}}{m}}} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m}{K_{\text{rare-LS}}}} \Rightarrow K_{\text{rare-LS}} = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot m}{T_{\text{rare-LS}}^2}$$

- 11)** Si definisce un intervallo di valori della rigidezza, dove la rigidezza minima, $K_{\text{rare-LS,min}}$, corrisponde al periodo massimo, $T_{\text{rare-LS,max}}$, mentre la rigidezza massima, $K_{\text{rare-LS,max}}$, corrisponde al periodo minimo, $T_{\text{rare-LS,min}}$:

$$K_{\text{rare-LS,min}} \leq K_{\text{rare-LS}} \leq K_{\text{rare-LS,max}}$$

- 12)** Si ricava la domanda di forza richiesta dal sisma, cosiddetto, "*Terremoto Raro*", $F_{\text{predicted(expected),rare}}$, secondo la seguente relazione:

$$F_{\text{predicted(expected),rare}} = \delta_{\text{predicted(expected),rare}} \cdot K_{\text{rare-LS}} = \delta_{\text{desired,LS}} \cdot K_{\text{rare-LS}}$$

Considerando la condizione $a_{\text{predicted(expected),rare}} \leq a_{\text{desired,LS}}$, si esprime la necessità che la domanda di accelerazione richiesta dal "*Terremoto Raro*", $a_{\text{predicted(expected),rare}}$, sia minore o, al più uguale alla capacità di accelerazione del sistema di progetto, $a_{\text{desired,LS}}$.

- 13)** Nota l'accelerazione a , si moltiplicano entrambi i membri per il valore della massa dell'intera struttura, m :

$$m \cdot a_{\text{predicted(expected),rare}} \leq m \cdot a_{\text{desired,LS}}$$

- 14)** Si esprime, quindi, la disequazione in termini di forze:

$$F_{\text{predicted(expected),rare}} \leq F_{\text{desired,LS}}$$

- 15)** Si considera, al limite, l'uguaglianza tra la domanda di forza richiesta dal "*Terremoto Raro*" e la capacità di forza del sistema di progetto per il livello prestazionale di "*Life-Safe*":

$$\begin{aligned} F_{\text{predicted(expected),rare}} &= F_{\text{desired,LS}} \\ \Rightarrow F_{\text{desired,LS}} &= \delta_{\text{desired,LS}} \cdot K_{\text{rare-LS}} \end{aligned}$$

16) Sul diagramma Forze-Spostamenti della struttura si riportano tutti i punti di coordinate $(\delta_{desired,LS,i}, F_{desired,LS,i})$; essi rappresentano i possibili *target points* corrispondenti all'*obiettivo prestazionale* individuato dall'unione del *livello prestazionale* di "Life-Safe" con il *livello di intensità sismica* definito "Terremoto Raro".

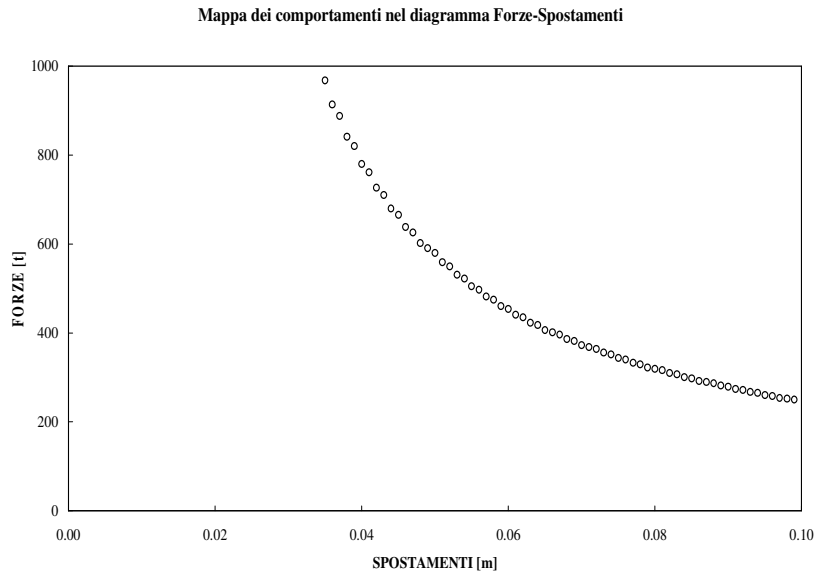


Figura 2.15 – Possibili *target points* corrispondenti all'*obiettivo prestazionale* individuato dall'unione del *livello prestazionale* di "Life-Safe" con il *livello di intensità sismica* definito "Terremoto Raro" nel diagramma Forze-Spostamenti.

17) Attraverso uno studio analitico, si può risalire al tipo di curva lungo la quale si dispongono i *target points* individuati. Il procedimento seguito consente di arrivare ad una espressione della capacità di forza del sistema di progetto al livello prestazionale di "Life-Safe", $F_{desired,LS}$, in funzione della capacità di spostamento del sistema di progetto al livello prestazionale di "Life-Safe", $\delta_{desired,LS}$:

$$F_{desired,LS} = \delta_{desired,LS} \cdot \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot m}{T_{rare-LS}^2} =$$

$$= m \cdot (a_g \cdot S \cdot F_O \cdot T_c)^2 \cdot \frac{1}{\delta_{desired,LS}} \cdot \left(\frac{A}{B + C \cdot \left(1 - \frac{\delta_{y1}}{\delta_{desired,LS}} \right)} \right)$$

La successione di passaggi da seguire viene riportata nella successiva Appendice B.

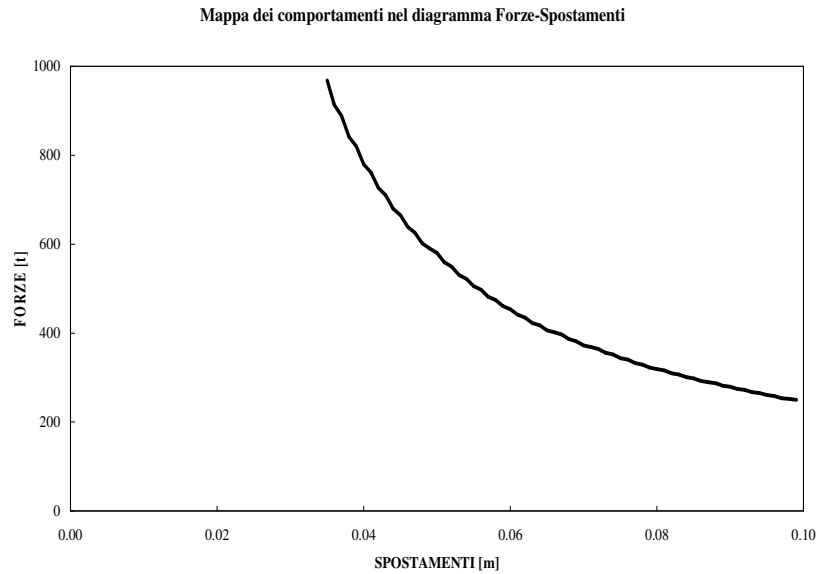


Figura 2.16 – Curva su cui si dispongono i target points corrispondenti all' "obiettivo prestazionale" individuato dall'unione del "livello prestazionale" di "Life-Safe" con il "livello di intensità sismica" definito "Terremoto Raro" nel diagramma Forze-Spostamenti.

18) Noti i limiti per quanto riguarda il valore della rigidità della struttura, (punto 11) e per quanto riguarda il valore della forza della struttura (punti 13-14-15), si individuano i punti ammissibili per la struttura in esame tra i *target points* definiti al punto precedente.

Tali limiti incidono sulle proprietà meccaniche del sistema.

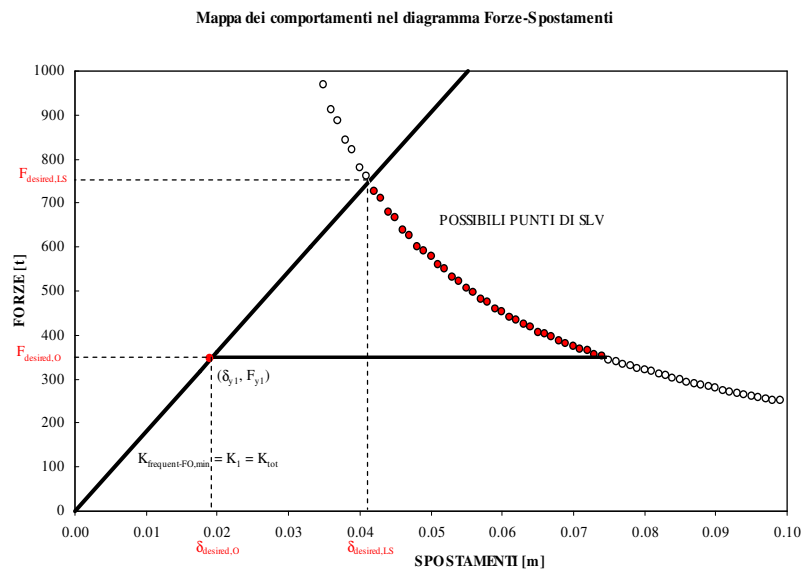


Figura 2.17 – *Target points* ammissibili per l'obiettivo prestazionale individuato dall'unione del livello prestazionale di "Life-Safe" con il livello di intensità sismica definito "Terremoto Raro" nel diagramma Forze-Spostamenti.

19) Si determina il valore della rigidezza K_2 , che caratterizza la struttura in corrispondenza del livello prestazionale di "Life-Safe" per un "Terremoto Raro", secondo la condizione:

$$K_2 < K_1$$

considerando una sorta di compromesso tra la forza $F_{\text{desired,LS}}$ sufficientemente piccola e lo spostamento $\delta_{\text{desired,LS}}$ non troppo grande.

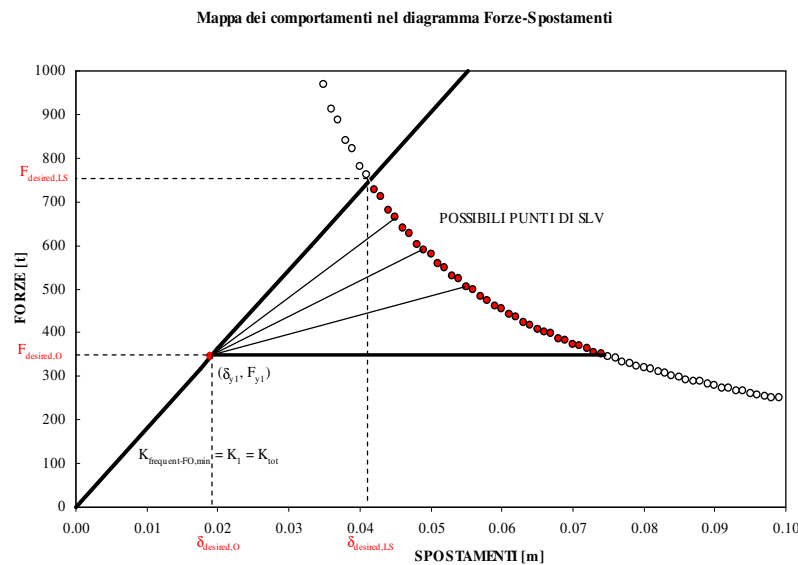


Figura 2.18 – Differenti valori di rigidezza ammissibili per l'obiettivo prestazionale individuato dall'unione del livello prestazionale di "Life-Safe" con il livello di intensità sismica definito "Terremoto Raro" nel diagramma Forze-Spostamenti.

➤ **C4)** $\delta_{\text{predicted(expected),veryrare}} \leq \delta_{\text{desired,NC}} (= 2.5\%h) \Rightarrow K_3$

La quarta condizione matematica è necessaria per limitare le deformazioni e gli effetti del secondo ordine. Infatti, si esprime la necessità che la domanda di spostamento richiesta dal sisma definito "Terremoto Molto Raro", $\delta_{\text{predicted(expected),veryrare}}$, sia inferiore o, al più, uguale alla capacità di spostamento della struttura al livello prestazionale di "Near-Collapse", $\delta_{\text{desired,NC}}$.

- 1) Si considera, al limite, che la domanda di spostamento richiesta dal "Terremoto Molto Raro", $\delta_{\text{predicted(expected),veryrare}}$, sia uguale alla capacità di spostamento del sistema di progetto al livello prestazionale di "Near-Collapse", $\delta_{\text{desired,NC}}$:

$$\delta_{\text{predicted(expected),veryrare}} = \delta_{\text{desired,NC}} = 2.5\%h$$

- 2) Si procede in modo simile alle condizioni precedenti per ricavare il valore della rigidità K_3 e, quindi, la pendenza del terzo ramo della "curva obiettivo".
- 3) Nota $K_2 = K_{\text{rare-LS}}$ dalle condizioni precedenti, si traccia il ramo di incrudimento, tenendo conto che $K_3 > K_2$

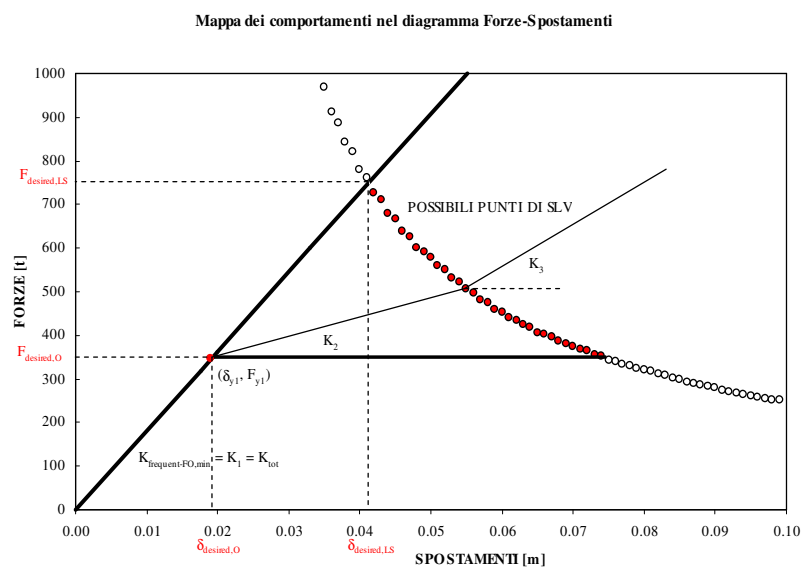


Figura 2.19 – Rappresentazione della "curva obiettivo", con determinazione dei tre rami di cui è costituita, nel diagramma Forze-Spostamenti

2.1.2.3. SINTESI DELLA PROCEDURA OPERATIVA

Nel presente paragrafo viene riportata, in sintesi, la procedura operativa da seguire nell'ambito dell'approccio generale volto all'individuazione della "Mappa dei comportamenti della struttura".

➤ **C1)** $\delta_{\text{predicted(expected), frequent}} \leq \delta_{\text{desired, FO}} (= 0.5\%h)$

1) $\delta_{\text{predicted(expected), frequent}} = \delta_{\text{desired, FO}} = 0.5\%h$

⇒ *Spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali* ⇒ $T_{\text{frequent-FO}}$

2)
$$T_{\text{frequent-FO}} = \frac{2 \cdot \pi}{\omega} = \frac{2 \cdot \pi}{\sqrt{\frac{K_1}{m}}} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m}{K_1}}$$

⇒
$$K_{\text{frequent-FO, min}} = K_1 = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot m}{T_{\text{frequent-FO}}^2}$$

⇒
$$K_{\text{frequent-FO, min}} = K_1$$

➤ **C2)** $F_{\text{predicted(expected), occasional}} \leq F_{\text{desired, O}} (= F_{y1}) = \psi \cdot F_{\text{predicted(expected), occasional}}$

1) $F_{\text{desired, O}} = F_{y1} = \psi \cdot F_{\text{predicted(expected), occasional}}$

$F_{y1} = 0.9 \cdot F_{\text{predicted(expected), occasional}}$
 $F_{y1} = 1 \cdot F_{\text{predicted(expected), occasional}}$
 $F_{y1} = 1.1 \cdot F_{\text{predicted(expected), occasional}}$

2) $F_{\text{desired, O}} = F_{y1} = F_{\text{predicted(expected), occasional}} \Rightarrow (K_1, F_{y1}) \Rightarrow \textit{target point}$

$$\delta_{\text{predicted(expected),rare}} \leq \delta_{\text{desired,LS}}$$

➤ C3)

$$a_{\text{predicted(expected),rare}} \leq a_{\text{desired,LS}}$$

$$1) \quad \delta_{\text{desired,O}} \leq \delta_{\text{predicted(expected),rare}} \leq \delta_{\text{desired,LS}}$$

$$\Rightarrow \delta_{\text{predicted(expected),rare}} \in [\delta_{\text{desired,O}}; \delta_{\text{desired,LS}}]$$

$$2) \quad \mu_{\text{desired,O}} \leq \mu_{\text{predicted(expected),rare}} \leq \mu_{\text{desired,LS}}$$

$$\Rightarrow \mu_{\text{predicted(expected),rare}} = \frac{\delta_{\text{predicted(expected),rare}}}{\delta_{y1}}$$

$$3) \quad \xi_{\text{desired,O}} \leq \xi_{\text{predicted(expected),rare}} \leq \xi_{\text{desired,LS}}$$

$$\Rightarrow \xi_{\text{predicted(expected),rare}} = 5\% + c \cdot \left(\frac{\mu_{\text{predicted(expected),rare}} - 1}{\mu_{\text{predicted(expected),rare}} \cdot \pi} \right)$$

$$4) \quad \Rightarrow \eta_{\text{predicted(expected),rare}} = \sqrt{\frac{a}{(b + \xi_{\text{predicted(expected),rare}})}}$$

$$5) \quad \delta_{\text{predicted(expected),rare}} = \delta_{\text{desired,LS}}$$

⇒ *Spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali* ⇒ T_{rareLS}

$$6) \quad T_{\text{rare-LS}} = \frac{2 \cdot \pi}{\omega} = \frac{2 \cdot \pi}{\sqrt{\frac{K_{\text{rare-LS}}}{m}}} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m}{K_{\text{rare-LS}}}} \quad (T_{\text{rare-LS,min}} \leq T_{\text{rare-LS}} \leq T_{\text{rare-LS,max}})$$

$$\Rightarrow K_{\text{rare-LS}} = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot m}{T_{\text{rare-LS}}^2} \quad (K_{\text{rare-LS,min}} \leq K_{\text{rare-LS}} \leq K_{\text{rare-LS,max}})$$

$$7) \quad \mathbf{m} \cdot \mathbf{a}_{\text{predicted(expected),rare}} \leq \mathbf{m} \cdot \mathbf{a}_{\text{desired,LS}} \quad \Rightarrow \quad F_{\text{predicted(expected),rare}} \leq F_{\text{desired,LS}}$$

$$8) \quad F_{\text{predicted(expected),rare}} = F_{\text{desired,LS}} \Rightarrow (\delta_{\text{desired,LS}}, F_{\text{desired,LS}}) \Rightarrow \text{target points} \Rightarrow K_2$$

$$\triangleright \mathbf{C4) \quad} \delta_{\text{predicted(expected),veryrare}} \leq \delta_{\text{desired,NC}} (= 2.5\%h) \Rightarrow K_3$$

3. EDIFICIO IN ACCIAIO A 5 PIANI SITUATO IN UNA ZONA A *MEDIA SISMICITA'*

3.0. INTRODUZIONE

In questo capitolo si propone un esempio di applicazione dello *Stiffness-Strength-Ductility-Design Approach* per la progettazione sismica di un edificio in acciaio a cinque piani situato in una zona a *media sismicità*, Bologna, mediante l'utilizzo di speciali controventi dissipativi definiti *dissipatori isteretici a forma di "stella"*. Dopo una breve descrizione relativa alle principali caratteristiche dell'opera, ai materiali utilizzati, alla normativa di riferimento e alla concezione strutturale, si esegue il tradizionale dimensionamento della struttura nei confronti dei carichi verticali (cfr. § 3.1.). In seguito, si procede all'applicazione dello *Stiffness-Strength-Ductility-Design Approach* (cfr. § 3.2.), che riassumendo in un'unica e globale strategia tutti i recenti contributi alla progettazione sismica, permette al progettista di governare "attivamente" la risposta dinamica della struttura. Tale metodologia si svolge in tre fasi successive:

- I) determinazione della *Mappa dei Comportamenti della struttura*, che indica gli "obiettivi prestazionali" da soddisfare in termini di rigidezza, forza e duttilità;
- II) Progettazione e Dimensionamento di uno *specifico sistema resistente ai carichi orizzontali* (realizzato in questo "case study" dai *dissipatori isteretici a forma di "stella"*) che sia in grado di conferire alla struttura prefissate prestazioni sismiche;
- III) Analisi e Verifica del soddisfacimento degli "obiettivi prestazionali" in caso di sisma attraverso analisi dinamiche non lineari di tipo *time-history*.

3.1. RELAZIONE DI CALCOLO DELL'OPERA

3.1.1. DESCRIZIONE GENERALE DELLA STRUTTURA

Si considera una maglia strutturale (6 m x 5 m) riferita ad un edificio di 5 piani destinato a civile abitazione sito a Bologna.

L'edificio presenta una pianta rettangolare 36 m x 15 m e un'altezza totale pari a 17.5 m, essendo l'altezza di interpiano di 3.5 m.

La pianta e i prospetti dell'edificio sono riportati nelle Figure 3.1-3.2-3.3.

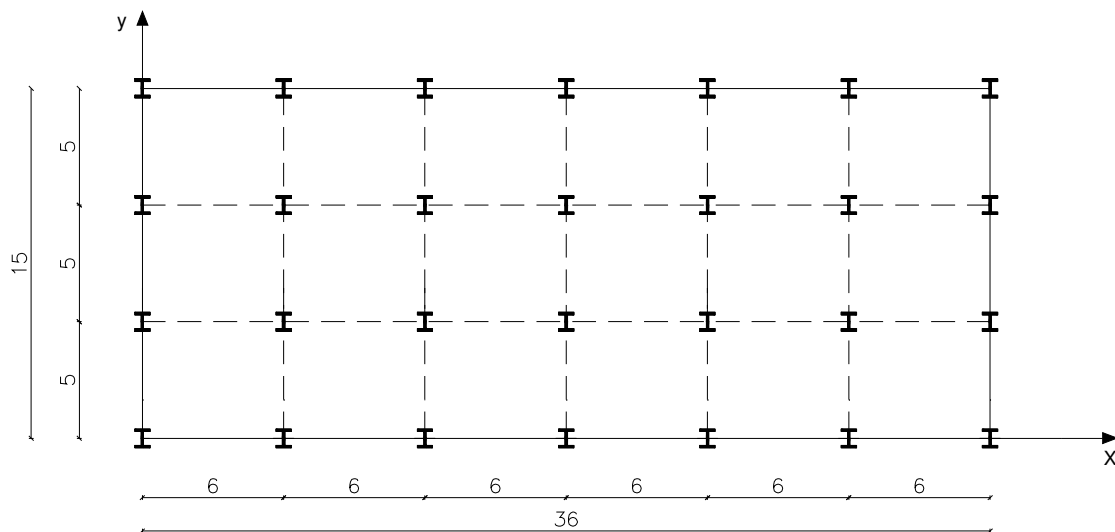


Figura 3.1 – Pianta dell'edificio.

L'opera presenta 7 pilastri lungo la direzione x e 4 pilastri lungo la direzione y (per un totale di 28 pilastri).

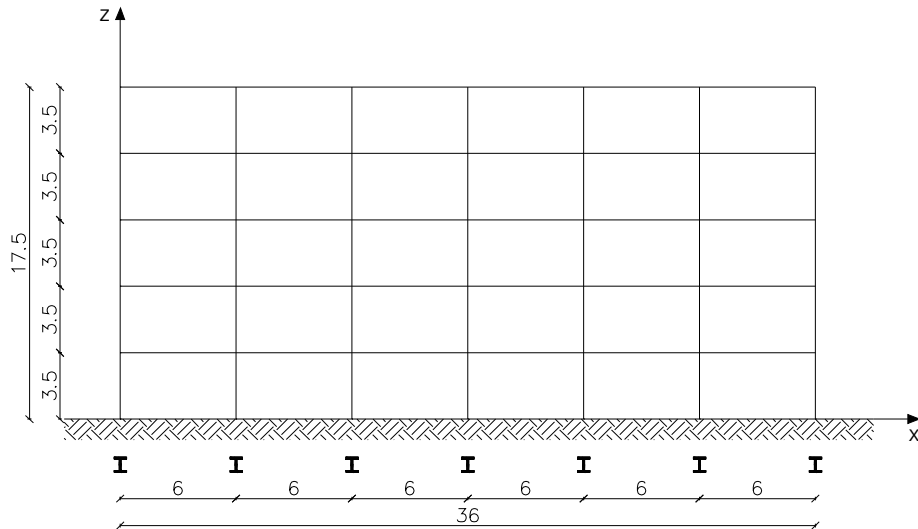


Figura 3.2 – Prospetto dell'edificio in direzione x.

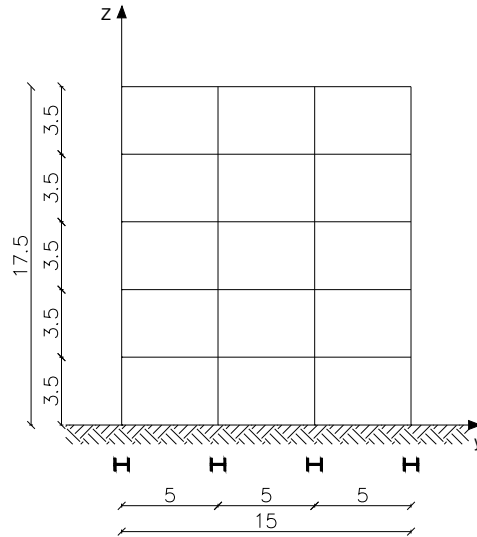


Figura 3.3 – Prospetto dell'edificio in direzione y.

3.1.2. NORME TECNICHE DI RIFERIMENTO

Le norme tecniche di riferimento sono:

- *D.M. del 14-01-2008*;
- *CNR 10011*.

3.1.3. MATERIALI UTILIZZATI

Tale edificio sarà realizzato in acciaio, in particolare con un acciaio di tipo S275. L'acciaio S275 è caratterizzato dai seguenti valori delle caratteristiche meccaniche (cfr. *Tabella 11.3.IX del D.M. 08*):

- tensione caratteristica a rottura: $f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$
- tensione caratteristica a snervamento: $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$
- modulo di elasticità normale: $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$

Come riportato nel *paragrafo 4.2.4.1.1 del D.M. 08*, la resistenza di progetto dell'acciaio è definita attraverso la seguente relazione:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}$$

- tensione di snervamento di progetto: $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{f_{yk}}{1.05} = 262 \text{ N/mm}^2$
 $f_{yd} = 262 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 2670 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

In cui il coefficiente riduttivo della resistenza caratteristica, γ_{M0} , si assume pari a 1.05 (cfr. *Tabella 4.2.V del D.M. 08*).

3.1.4. ANALISI DEI CARICHI

L'analisi dei carichi viene fatta in modo distinto per:

- 1) solaio del piano tipo (civile abitazione);
- 2) solaio di copertura (carico da neve).

3.1.4.1. Analisi dei carichi: solaio del piano tipo (P1°, P2°, P3°, P4°)

Carichi permanenti:

- tramezzi 120 kg/m^2
- pavimento 40 kg/m^2
- massetto $0.10 \text{ m} \cdot 1400 \text{ kg/m}^3 = 140 \text{ kg/m}^2$

• intonaco	$0.02\text{m} \cdot 1800\text{kg/m}^3 = 36\text{kg/m}^2$
• peso proprio solaio	300kg/m^2
	totale permanenti: 636kg/m^2
	approssimati a 640kg/m^2
<i>Carichi variabili:</i>	
• civile abitazione	200kg/m^2
	TOTALE 840kg/m^2

3.1.4.2. Analisi dei carichi: solaio di copertura

Carichi permanenti:

• coppi	80kg/m^2
• coibenza e impermeabilizzazione	20kg/m^2
• massetto	140kg/m^2
• peso proprio solaio	300kg/m^2
• intonaco	36kg/m^2
	totale permanenti: 576kg/m^2
	approssimati a 580kg/m^2

Carichi variabili:

• neve	120kg/m^2
	TOTALE 700kg/m^2

3.1.5. COMBINAZIONE STATICA DELLE AZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Come riportato nel *paragrafo 2.5.8 del D.M. 08*, ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio si definisce la seguente combinazione delle azioni (Combinazione Rara):

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

dove:

G₁: sono i carichi permanenti portanti;

G₂: sono i carichi permanenti portati;

Q_{ki}: sono i carichi variabili;

ψ_{0i}: sono i coefficienti di combinazione.

Nel caso specifico, non si fa distinzione tra i carichi permanenti portanti e i carichi permanenti portati, e, inoltre, si considera un solo tipo di carico variabile, il carico variabile di civile abitazione per il piano tipo, e il carico neve per la copertura; per cui risulta:

$$G_1 + Q_{k1}$$

In particolare, si ha che il peso per unità di superficie del piano tipo, considerando la combinazione rara delle azioni statiche allo stato limite di esercizio vale:

$$w_{\text{solaio tipo}} = 640 + 200 = 840 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$w_{\text{solaio copertura}} = 580 + 120 = 700 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

3.1.5.1. Sforzo assiale sul pilastro di base allo SLE in Combinazione Rara

L'area di influenza del generico pilastro (ad eccezione dei pilastri di bordo) vale:

$$A_{\text{pilastro}} = 5\text{m} \cdot 6\text{m} = 30\text{m}^2$$

Si valuta ora l'incidenza dei carichi sullo sforzo assiale sul pilastro di base:

$$\text{Piano Tipo:} \quad w_{\text{solaio piano-tipo}} = 840 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 30\text{m}^2 = 25.2\text{t}$$

$$\text{Copertura:} \quad w_{\text{solaio copertura}} = 700 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 30\text{m}^2 = 21\text{t}$$

Lo sforzo assiale sul pilastro di base, vale:

$$N_{\text{pilastro}} = 25.2 \cdot 4 + 21 = 125\text{t}$$

3.1.6. COMBINAZIONE STATICA DELLE AZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Come riportato nel *paragrafo 2.5.8 del D.M. 08*, ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi si definisce la seguente combinazione delle azioni:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

dove:

G₁: sono i carichi permanenti portanti;

G₂: sono i carichi permanenti portati;

γ_{G_i}: sono i coefficienti parziali di sicurezza (γ_{G_i} = 1.35);

γ_{Q_j}: sono i coefficienti parziali di sicurezza (γ_{Q_j} = 1.5);

Q_{ki} : sono i carichi variabili;

ψ_{0i} : sono i coefficienti di combinazione.

Nel caso specifico, non si fa distinzione tra i carichi permanenti portanti e i carichi permanenti portati, e, inoltre, si considera un solo tipo di carico variabile, il carico variabile di civile abitazione per il piano tipo, e il carico neve per la copertura; per cui risulta:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1}$$

In particolare, si ha che il peso per unità di superficie del solaio del piano tipo e del solaio di copertura, considerando la combinazione delle azioni statiche allo stato limite ultimo vale:

$$W_{\text{solaio piano-tipo}} = 1.35 \cdot 640 + 1.5 \cdot 200 = 1164 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 1.16 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \cong 1 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

$$W_{\text{solaio copertura}} = 1.35 \cdot 580 + 1.5 \cdot 120 = 963 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 0.94 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \cong 1 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

3.1.7. COMBINAZIONE DELLE AZIONI (valutazione dei pesi e delle masse) PER L'ANALISI SISMICA

Combinazione delle azioni

Nel caso delle costruzioni civili e industriali le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni come riporta il *par. 3.2.4 del D.M. 08*:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

I cui elementi sono definiti al *par. 2.5.1 del D.M. 08*:

- G_1 peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P pretensione e precompressione;
- E azioni derivanti dai terremoti;
- Q_{kj} valore caratteristico delle azioni variabili;

Le azioni variabili Q_{kj} vengono combinate con il coefficiente di combinazione ψ_{2j} , i cui valori sono forniti nel *par. 2.5.3, Tab. 2.5.I del D.M. 08*, per edifici civili e industriali correnti:

$$\psi_{2j} = 0.3 \text{ (ambienti ad uso residenziale)}$$

$\psi_{2j} = 0.6$ (ambienti ad uso commerciale)

$\psi_{2j} = 0$ (neve)

- $\psi_{2j} \cdot Q_{kj}$: valore quasi permanente delle azioni variabili.

Nel caso specifico, non si fa distinzione tra i carichi permanenti portanti e i carichi permanenti portati, e, inoltre, si considera un solo tipo di carico variabile, il carico variabile di civile abitazione per il piano tipo, e il carico neve per la copertura; per cui risulta:

$$G_1 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

In particolare, si ha che il peso per unità di superficie del piano tipo, considerando la combinazione delle azioni per l'analisi sismica vale:

$$w_{\text{solaio piano-tipo}} = 640 + 0.3 \cdot 200 = 700 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$w_{\text{solaio copertura}} = 580 + 0 \cdot 120 = 580 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

3.1.7.1. Sforzo assiale sul pilastro di base nella combinazione delle azioni per l'analisi sismica

L'area di influenza del generico pilastro (ad eccezione dei pilastri di bordo) vale:

$$A_{\text{pilastro}} = 5\text{m} \cdot 6\text{m} = 30\text{m}^2$$

Si valuta ora l'incidenza dei carichi sullo sforzo assiale sul pilastro di base:

$$\text{Piano Tipo:} \quad w_{\text{solaio piano-tipo}} = 700 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 30\text{m}^2 = 21\text{t}$$

$$\text{Copertura:} \quad w_{\text{solaio copertura}} = 580 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 30\text{m}^2 = 17.4\text{t}$$

Lo sforzo assiale sul pilastro di base, vale:

$$N_{\text{pilastro}} = 21 \cdot 4 + 17.4 = 101.4\text{t} \cong 105\text{t}$$

3.1.7.2. Valutazione dei pesi di piano

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \Psi_{2j} Q_{kj}$$

I carichi verticali, a partire dai quali si calcolano le masse di piano, sono gli stessi carichi verticali che vanno combinati all'azione del sisma.

3.1.7.2.1. Valutazione dei contributi ai pesi di piano

Viene definito il contributo ai pesi di piano di ciascun elemento che costituisce la struttura.

- **Incidenza solaio:**

L'area di ciascun solaio vale approssimativamente $A_{\text{piano}} = 15\text{m} \cdot 36\text{m} = 540\text{m}^2$

$$- W_{\text{solaio piano-tipo}} = (640 + 0.3 \cdot 200) \cdot 540\text{m}^2 = 700 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 540\text{m}^2 = 378\text{t}$$

$$- W_{\text{solaio copertura}} = (580 + 0 \cdot 120) \cdot 540\text{m}^2 = 580 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 540\text{m}^2 = 313\text{t}$$

- **Incidenza travi:**

Si ipotizza che tutte le travi siano di sezione HEB340:

$$- \text{p.p.trave} = 137 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$- \text{sviluppo travi} = (7 \cdot 36\text{m} + 4 \cdot 15\text{m}) = 312\text{m}$$

$$- W_{\text{travi}} = 137 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot 312\text{m} = 43\text{t}$$

- **Incidenza pilastri:**

Si ipotizza che i pilastri abbiano sezione HEB300:

$$- \text{p.p.pilastro} = 117 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$- \text{altezza pilastro} = 3.5 \frac{\text{m}}{\text{piano}}$$

$$- W_{\text{pilastri}} = 117 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot 3.5\text{m} \cdot 28 = 11\text{t}$$

Per la copertura l'incidenza dei pilastri viene dimezzata:

$$- W_{\text{pilastri copertura}} = \frac{11\text{t}}{2} = 5.5\text{t}$$

- **Incidenza tamponature:**

Per una tamponatura in doppia foderata:

- intonaco interno (2cm) 36kg/m²
- foderata interna (10cm) 80kg/m²
- foderata esterna (15cm) 120kg/m²
- intonaco esterno (2cm) 36kg/m²

totale: 272kg/m²

altezza tamponature = 3.5m

sviluppo tamponature = 2 · 36m + 2 · 15m = 102

$$- W_{\text{tamponature}} = 272 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 3.5\text{m} \cdot 102\text{m} = 97\text{t}$$

Per la copertura l'incidenza delle tamponature viene dimezzata:

$$- W_{\text{tamponature e copertura}} = \frac{97\text{t}}{2} = 48.5\text{t}$$

3.1.7.2.2. Calcolo dei pesi sismici di piano

- **Peso sismico del piano tipo (P1°, P2°, P3°, P4°):**

- Incidenza solaio 378 t
- incidenza travi 43 t
- incidenza pilastri 11 t
- incidenza tamponature 97 t

totale: 529 t

- **Peso sismico del piano di copertura:**

- incidenza solaio 313 t
- incidenza travi 43 t
- incidenza pilastri 7 t
- incidenza tamponature 49 t

totale: 412 t

Se si assume che ogni piano sia caratterizzato da un peso per unità di superficie pari a 1 t/m^2 , si ottengono risultati del tutto analoghi a quelli sopra riportati. Per questo motivo, d'ora in poi si considererà che ciascun piano sia caratterizzato da un peso per unità di superficie pari a 1 t/m^2 . Di conseguenza, considerando che l'edificio ha delle dimensioni in pianta pari a $36 \text{ m} \times 15 \text{ m}$, si ha che il valore di peso di piano risulta pari a:

$$W_{\text{piano}} = 1 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \cdot 15\text{m} \cdot 36\text{m} = 540\text{t}$$

3.1.7.3. Peso totale dell'edificio

Considerando che ogni piano pesa 540 t , si ha che il peso totale dell'edificio che è costituito da 5 piani, risulta pari a:

$$W_{\text{tot}} = 1 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \cdot 5 \cdot 15\text{m} \cdot 36\text{m} = 2700\text{t}$$

3.1.7.4. Massa totale dell'edificio

La massa totale dell'edificio risulta:

$$m = \frac{W_{\text{tot}}}{g} = \frac{2700[\text{t}]}{10 \left[\frac{\text{m}}{\text{s}^2} \right]} = 270 \left[\frac{\text{t} \cdot \text{s}^2}{\text{m}} \right]$$

3.1.8. AZIONI SISMICHE DI RIFERIMENTO

Le azioni sismiche di riferimento sono state definite sulla base dei “*livelli di intensità sismica*” indicati dal *D.M. 14-01-2008*.

3.1.8.1. Periodo di riferimento

Secondo la normativa (*D.M. 08*), al *par. 2.4.3*, le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

dove:

V_N è la vita nominale dell'opera strutturale (*par. 2.4.1*);

C_U è il valore del coefficiente d'uso definito, al variare della classe d'uso (*par. 2.4.2*), come mostrato in *tabella 2.4.II*;

Nel caso in esame:

$V_N = 50$ anni (per opere ordinarie)

$C_U = 1$ (classe d'uso II, per costruzioni il cui uso prevede normali affollamenti)

$$V_R = 50 \text{anni}$$

3.1.8.2. Pericolosità sismica di base

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “*pericolosità sismica di base*” del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica (*par. 3.2 del D.M.08*) è definita in termini di:

- *accelerazione orizzontale massima attesa a_g* in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (categoria di sottosuolo A quale definita al *par. 3.2.2*),
- ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{V_R} , come definite nel *par. 3.2.1*, nel periodo di riferimento V_R (*forma spettrale*).

Le *forme spettrali* sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

3.1.8.3. Obiettivi prestazionali sismici

Sulla struttura si impongono i quattro “*obiettivi prestazionali*” individuati dal documento *Vision 2000*:

- 1) il “livello prestazionale” di “Fully Operational” associato ad un sisma indicato come “Terremoto Frequente”;
- 2) il “livello prestazionale” di “Operational” associato ad un sisma indicato come “Terremoto Occasionale”;
- 3) il “livello prestazionale” di “Life-Safe” associato ad un sisma indicato come “Terremoto Raro”;
- 4) il “livello prestazionale” di “Near-Collapse” associato ad un sisma indicato come “Terremoto Molto Raro”.

Di conseguenza, si considereranno i quattro “livelli di intensità sismica”, e cioè quello corrispondente ad un “Terremoto Frequente”, quello corrispondente ad un “Terremoto Occasionale”, quello corrispondente ad un “Terremoto Raro” e quello corrispondente ad un “Terremoto Molto Raro”.

È bene precisare che, per quanto riguarda le definizioni dei “livelli di intensità sismica” e quindi degli *spettri di risposta elastici e di progetto*, si utilizzeranno i valori di probabilità di occorrenza e di periodo di ritorno forniti dal *D.M. 08*.

Nella *Tabella 3.2.1 del D.M. 08* sono indicate le probabilità di superamento del periodo di riferimento, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati.

$$\text{SLO: } P_{VR} = 81\%$$

$$\text{SLD: } P_{VR} = 63\%$$

$$\text{SLV: } P_{VR} = 10\%$$

$$\text{SLC: } P_{VR} = 5\%$$

3.1.8.4. Definizione della forma spettrale (a_g, F_0, T_c^*)

La normativa fornisce i parametri a_g, F_0, T_c^* in funzione del periodo di ritorno T_R , ottenibile dall'*Allegato A* mediante l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

la quale esprime il valore del periodo di ritorno in funzione dei due parametri V_R e P_{VR} .

$$\text{SLO:} \quad T_R = -\frac{50}{\ln(1-0.81)} = 30\text{anni}$$

$$\text{SLD:} \quad T_R = -\frac{50}{\ln(1-0.63)} = 50\text{anni}$$

$$\text{SLV:} \quad T_R = -\frac{50}{\ln(1-0.10)} = 475\text{anni}$$

$$\text{SLC:} \quad T_R = -\frac{50}{\ln(1-0.05)} = 975\text{anni}$$

Le mappe di pericolosità sismica definiscono, in base alla latitudine e alla longitudine del sito considerato (Bologna: longitudine 11.317, latitudine 44.515, identificativo 16730, posizione 3569, appartenente alla Zona 3 secondo l'OPCM 3431), e in funzione del periodo di ritorno dell'evento sismico, i parametri spettrali (*Allegato B*).

SLO: $T_R = 30$ anni

- $a_g = 0.0528g$

- $F_o = 2.48$

- $T_c^* = 0.26s$

SLD: $T_R = 50$ anni

- $a_g = 0.0655g$

- $F_o = 2.49$

- $T_c^* = 0.27$

SLV: $T_R = 475$ anni

- $a_g = 0.1637g$

- $F_o = 2.41$

- $T_c^* = 0.31s$

SLC: $T_R = 975$ anni

- $a_g = 0.2106g$

- $F_o = 2.44$

- $T_c^* = 0.31s$

3.1.8.5. Caratteristiche del sito

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale, la normativa (*par. 3.2.2*) ci consente di effettuare un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo (*Tab. 3.2.II*) e condizioni topografiche di riferimento (*Tab. 3.2.IV*).

Il terreno del sito considerato appartiene alla categoria *C* (*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti*), per la quale il coefficiente S_S di amplificazione stratigrafica può essere calcolato in funzione dei valori di F_0 e a_g , mediante le espressioni fornite nella *Tab. 3.2.V*.

$$S_S: \quad 1.00 \leq 1.70 - 0.60F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.50$$

SLO:

$$- a_g = 0.0528g$$

$$- F_0 = 2.48$$

$$S_S = 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} = 1.62 \leq 1.50$$

Si considera $S_S = 1.50$.

SLD:

$$- a_g = 0.0655g$$

$$- F_0 = 2.49$$

$$S_S = 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} = 1.60 \leq 1.50$$

Si considera $S_S = 1.50$.

SLV:

$$- a_g = 0.1637g$$

$$- F_0 = 2.41$$

$$S_S = 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} = 1.46$$

SLC:

$$- a_g = 0.2106g$$

$$- F_0 = 2.44$$

$$S_s = 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} = 1.39$$

La condizione topografica di riferimento è la categoria T1 (*superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $\leq 15^\circ$*), per la quale il coefficiente S_T di amplificazione topografica è riportato nella *tabella 3.2.IV* ed è pari al valore 1.

3.1.8.6. Spettri di risposta elastici delle accelerazioni e degli spostamenti per SLO, SLD, SLV, SLC

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale (*par. 3.2.3.2 del D.M. 08*).

Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4.0 s.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali (*par. 3.2.3.2.1 del D.M. 08*) è definito dalle seguenti espressioni:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , quindi si valuteranno due spettri di risposta elastici nei due

stati limite considerati (spettro di risposta elastico delle accelerazioni per gli stati limite di esercizio e per gli stati limite ultimi).

Lo spettro di risposta elastico degli spostamenti si ricava da quello delle accelerazioni attraverso i seguenti passaggi:

- si rende dimensionale lo spettro elastico in accelerazione moltiplicandolo per l'accelerazione di gravità ($g = 9.81 \text{ m / s}^2$);
- si moltiplica la pseudo-accellerazione S_a per l'inverso della pulsazione naturale ω al quadrato ($S_d = \frac{S_a}{\omega^2}$).

Infatti la relazione che lega lo spostamento alla pseudo-accellerazione è la seguente:

$$S_a = \omega^2 S_d$$

$$\text{con } \omega = \frac{2\pi}{T}$$

Anche in questo caso si valuteranno due spettri di risposta elastici nei due stati limite considerati (spettro di risposta elastico degli spostamenti per gli stati limite di esercizio e per gli stati limite ultimi).

3.1.8.6.1. Spettri di risposta elastici delle accelerazioni e degli spostamenti per SLO

3.1.8.6.1.1. Spettro di risposta elastico delle accelerazioni per SLO

- T è il periodo fondamentale di vibrazione della struttura;
- S_e è l'accelerazione spettrale orizzontale;
- η è il fattore che si ricava in funzione del coefficiente di smorzamento viscoso convenzionale ξ , (per $\xi = 5\%$, $\eta = 1$);
- F_0 è il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale uguale a 2.48;
- a_g è l'accelerazione orizzontale massima al sito pari a 0.0528g;

- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente

$$S = S_s \cdot S_T = 1.50$$

- T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

dove:

- T_C^* è il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale uguale a 0.26s;
- C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo, definito nella *tabella 3.2.V*, in relazione al valore di T_C^* ; per la categoria di sottosuolo C:

$$C_C = 1.05 \cdot (T_C^*)^{-0.33} = 1.6378$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* = 1.6378 \cdot 0.26 = 0.4258s$$

- T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante,

$$T_B = T_C / 3 = 0.1419s$$

- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante,

$$T_D = 4.0 \frac{a_g}{g} + 1.6 = 1.811s$$

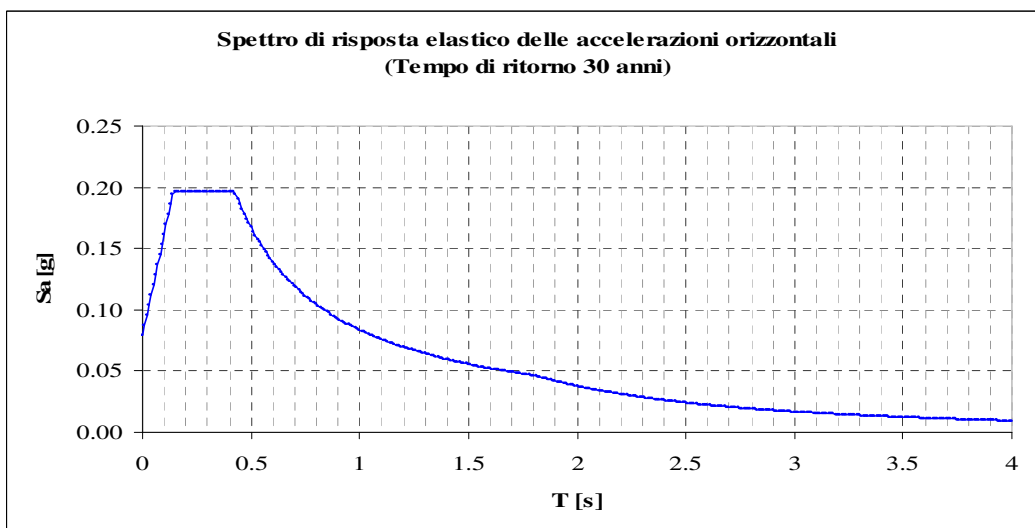


Figura 3.4 – Spettro di risposta elastico delle accelerazioni orizzontali, adimensionalizzato, caratterizzato da un valore della PGA corrispondente ad un tempo di ritorno di 30 anni, o, in modo equivalente, corrispondente a una probabilità di superamento dell'81 % in un tempo di riferimento pari a 50 anni, considerando un coefficiente di smorzamento pari al 5 %, calcolato secondo il *D.M. 08*.

3.1.8.6.1.2. Spettro di risposta elastico degli spostamenti per SLO

Nota lo spettro di risposta delle accelerazioni, adimensionalizzato, caratterizzato da un valore della PGA corrispondente ad un tempo di ritorno di 30 anni, o, in modo equivalente, corrispondente a una probabilità di superamento dell'81 % in un tempo di riferimento pari a 50 anni, calcolato secondo il *D.M. 08*, è possibile, in primo luogo renderlo dimensionale, e, in secondo luogo, ricavare lo spettro di risposta agli spostamenti attraverso l'utilizzo delle relazioni che legano le pseudo-accelerazioni agli spostamenti; infatti, la relazione tra la pseudo-accelerazione e lo spostamento risulta:

$$S_a = \omega^2 S_d$$

dove:

S_a : è la pseudo-accelerazione in m/s^2 ;

S_d : è spostamento in m;

ω : è la pulsazione naturale in rad/s.

Ricordando che la relazione tra il periodo e la pulsazione naturale di una struttura risulta:

$$\omega = \frac{2\pi}{T}$$

Si ha che la relazione tra la pseudo-accelerazione e lo spostamento diventa:

$$S_a = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 S_d$$

Risolviendo l'equazione precedente in termini di S_d , si ha:

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a$$

Allora, alla luce della relazione precedente, si ha che lo spettro di risposta degli spostamenti risulta quello mostrato in Figura 4.5.

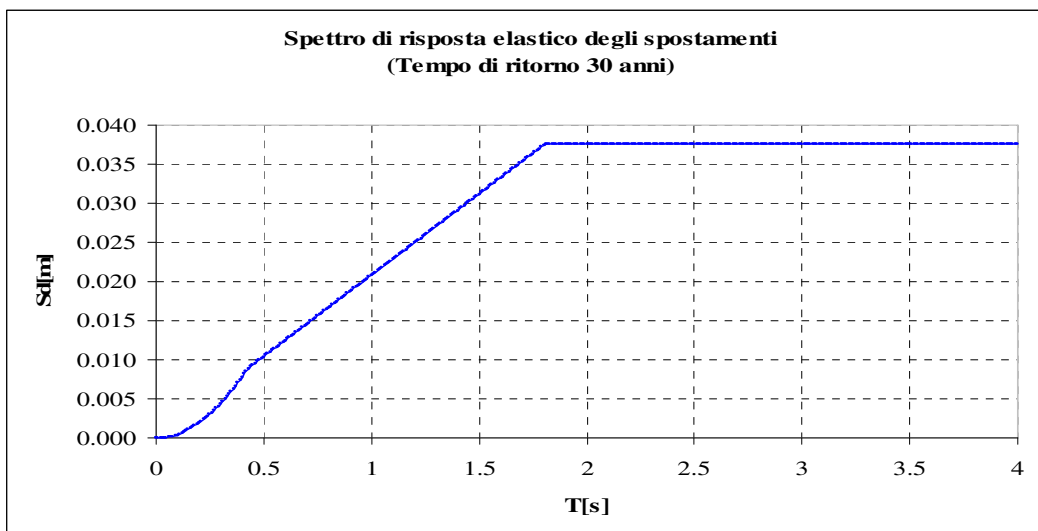


Figura 3.5 – Spettro di risposta degli spostamenti, ottenuto da uno spettro di risposta delle pseudo – accelerazioni dimensionalizzato, caratterizzato da un valore della PGA corrispondente ad un tempo di ritorno di 30 anni, o, in modo equivalente, corrispondente a una probabilità di superamento dell'81 % in un tempo di riferimento pari a 50 anni, considerando un coefficiente di smorzamento pari al 5 %, calcolato secondo il *D.M. 08*.

3.1.8.6.2. Spettri di risposta elastici delle accelerazioni e degli spostamenti per SLD

3.1.8.6.2.1. Spettro di risposta elastico delle accelerazioni per SLD

- T è il periodo fondamentale di vibrazione della struttura;
- S_e è l'accelerazione spettrale orizzontale;
- η è il fattore che si ricava in funzione del coefficiente di smorzamento viscoso convenzionale ξ , (per $\xi = 5\%$, $\eta = 1$);
- F_0 è il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale uguale a 2.49;
- a_g è l'accelerazione orizzontale massima al sito pari a 0.0655g;
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente

$$S = S_s \cdot S_T = 1.50$$

- T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

dove:

- T_C^* è il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale uguale a 0.27s;

- C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo, definito nella *tabella 3.2.V*, in relazione al valore di T_C^* ; per la categoria di sottosuolo C:

$$C_C = 1.05 \cdot (T_C^*)^{-0.33} = 1.6175$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* = 1.6175 \cdot 0.27 = 0.4367s$$

- T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante,

$$T_B = T_C / 3 = 0.1456s$$

- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante,

$$T_D = 4.0 \frac{a_g}{g} + 1.6 = 1.862s$$

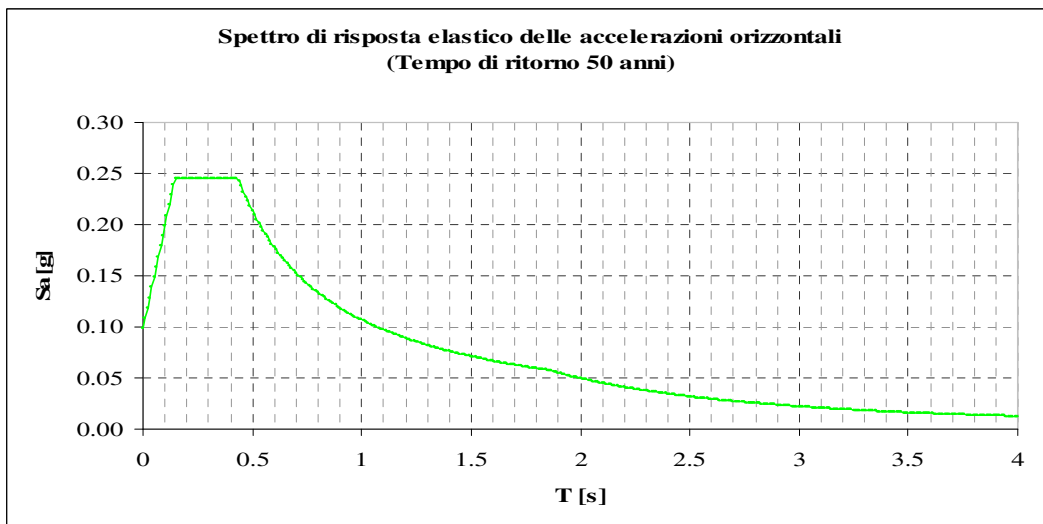


Figura 3.6 – Spettro di risposta elastico delle accelerazioni orizzontali, adimensionalizzato, caratterizzato da un valore della PGA corrispondente ad un tempo di ritorno di 50 anni, o, in modo equivalente, corrispondente a una probabilità di superamento dell'63 % in un tempo di riferimento pari a 50 anni, considerando un coefficiente di smorzamento pari al 5 %, calcolato secondo il *D.M. 08*.

3.1.8.6.2.2. Spettro di risposta elastico degli spostamenti per SLD

Noto lo spettro di risposta delle accelerazioni, adimensionalizzato, caratterizzato da un valore della PGA corrispondente ad un tempo di ritorno di 50 anni, o, in modo equivalente, corrispondente a una probabilità di superamento dell'63 % in un tempo di riferimento pari a 50 anni, calcolato secondo il *D.M. 08*, è possibile, in primo luogo renderlo dimensionale, e, in secondo luogo, ricavare lo spettro di risposta agli spostamenti attraverso l'utilizzo

delle relazioni che legano le pseudo–accelerazioni agli spostamenti; infatti, la relazione tra la pseudo-accelerazione e lo spostamento risulta:

$$S_a = \omega^2 S_d$$

dove:

S_a : è la pseudo-accelerazione in m/s^2 ;

S_d : è spostamento in m;

ω : è la pulsazione naturale in rad/s .

Ricordando che la relazione tra il periodo e la pulsazione naturale di una struttura risulta:

$$\omega = \frac{2\pi}{T}$$

Si ha che la relazione tra la pseudo – accelerazione e lo spostamento diventa:

$$S_a = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 S_d$$

Risolviendo l'equazione precedente in termini di S_d , si ha:

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a$$

Allora, alla luce della relazione precedente, si ha che lo spettro di risposta degli spostamenti risulta quello mostrato in Figura 3.7.

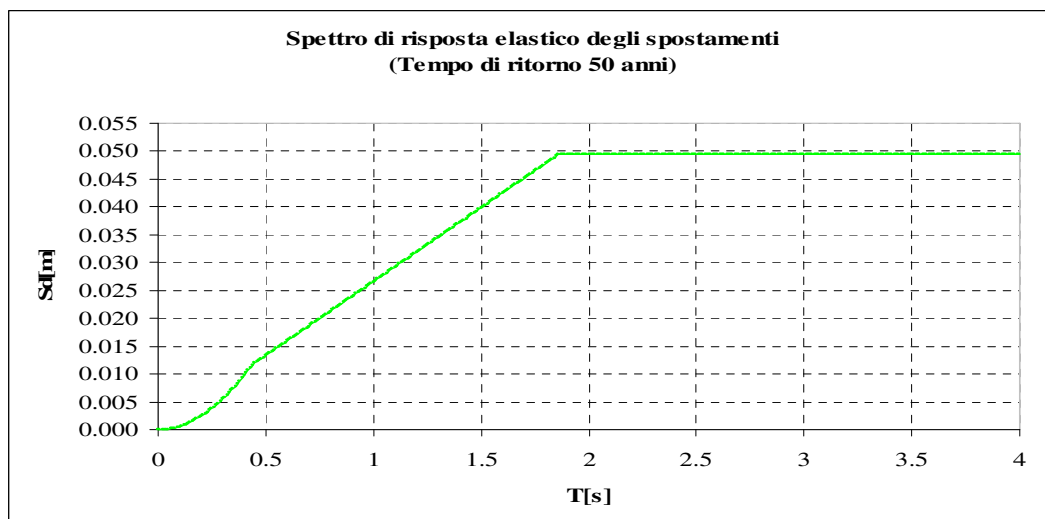


Figura 3.7 – Spettro di risposta degli spostamenti,ottenuto da uno spettro di risposta delle pseudo–accelerazioni dimensionalizzato, caratterizzato da un valore della PGA corrispondente ad un tempo di ritorno di 50 anni, o, in modo equivalente, corrispondente a una probabilità di superamento dell'63 % in un tempo di riferimento pari a 50 anni, considerando un coefficiente di smorzamento pari al 5 %, calcolato secondo il

D.M. 08.

3.1.8.6.3. Spettri di risposta elastici delle accelerazioni e degli spostamenti per SLV

3.1.8.6.3.1. Spettro di risposta elastico delle accelerazioni per SLV

- T è il periodo fondamentale di vibrazione della struttura;
- S_e è l'accelerazione spettrale orizzontale;
- η è il fattore che si ricava in funzione del coefficiente di smorzamento viscoso convenzionale ξ , (per $\xi = 5\%$, $\eta = 1$);
- F_0 è il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale uguale a 2.41;
- a_g è l'accelerazione orizzontale massima al sito pari a 0.1637g;
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente

$$S = S_s \cdot S_T = 1.46$$

- T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

dove:

- T_C^* è il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale uguale a 0.31s;
- C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo, definito nella *tabella 3.2.V*, in relazione al valore di T_C^* ; per la categoria di sottosuolo C:

$$C_C = 1.05 \cdot (T_C^*)^{-0.33} = 1.5454$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* = 1.6378 \cdot 0.26 = 0.4791s$$

- T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante,

$$T_B = T_C / 3 = 0.15969s$$

- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante,

$$T_D = 4.0 \frac{a_g}{g} + 1.6 = 2.255s$$

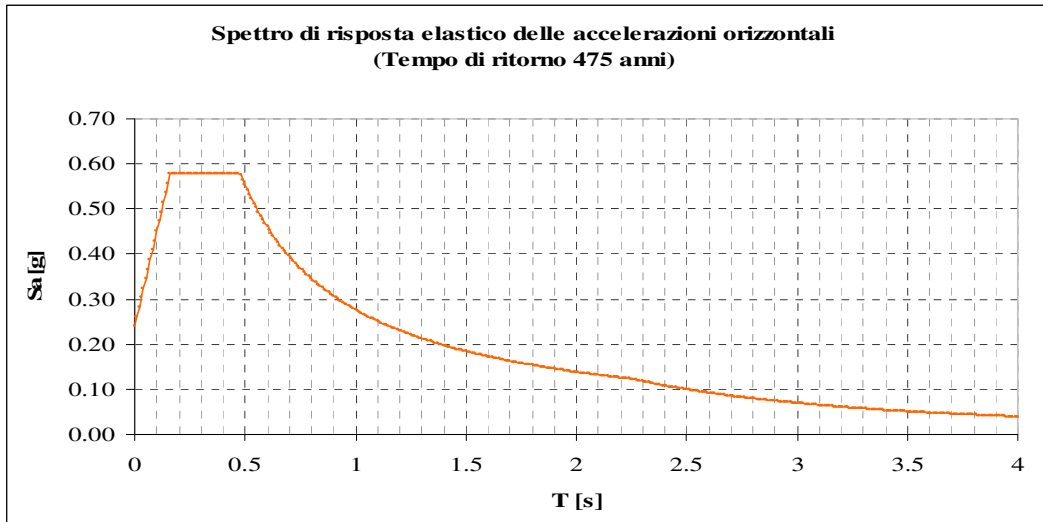


Figura 3.8 – Spettro di risposta elastico delle accelerazioni orizzontali, adimensionalizzato, caratterizzato da un valore della PGA corrispondente ad un tempo di ritorno di 475 anni, o, in modo equivalente, corrispondente a una probabilità di superamento del 10 % in un tempo di riferimento pari a 50 anni, considerando un coefficiente di smorzamento pari al 5 %, calcolato secondo il *D.M. 08*.

3.1.8.6.3.2. Spettro di risposta elastico degli spostamenti per SLV

Nota lo spettro di risposta delle accelerazioni, adimensionalizzato, caratterizzato da un valore della PGA corrispondente ad un tempo di ritorno di 475 anni, o, in modo equivalente, corrispondente a una probabilità di superamento del 5 % in un tempo di riferimento pari a 50 anni, calcolato secondo il *D.M. 08*, è possibile, in primo luogo renderlo dimensionale, e, in secondo luogo, ricavare lo spettro di risposta agli spostamenti attraverso l'utilizzo delle relazioni che legano le pseudo-accelerazioni agli spostamenti; infatti, la relazione tra la pseudo-accelerazione e lo spostamento risulta:

$$S_a = \omega^2 S_d$$

Dove:

S_a : è la pseudo-accelerazione in m/s^2 ;

S_d : è spostamento in m;

ω : è la pulsazione naturale in rad/s.

Ricordando che la relazione tra il periodo e la pulsazione naturale di una struttura risulta:

$$\omega = \frac{2\pi}{T}$$

Si ha che la relazione tra la pseudo-accelerazione e lo spostamento diventa:

$$S_a = \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 S_d$$

Risolviendo l'equazione precedente in termini di S_d , si ha:

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a$$

Allora, alla luce della relazione precedente, si ha che lo spettro di risposta degli spostamenti risulta quello mostrato in Figura 3.9.

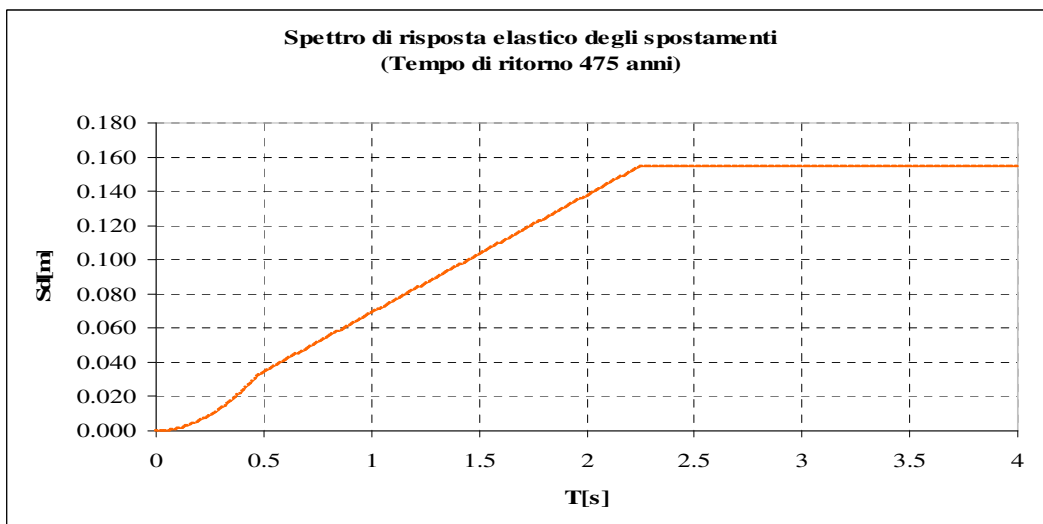


Figura 3.9 – Spettro di risposta degli spostamenti, ottenuto da uno spettro di risposta delle pseudo-accelerazioni dimensionalizzato, caratterizzato da un valore della PGA corrispondente ad un tempo di ritorno di 475 anni, o, in modo equivalente, corrispondente a una probabilità di superamento del 10 % in un tempo di riferimento pari a 50 anni, considerando un coefficiente di smorzamento pari al 5 %, calcolato secondo il *D.M. 08*.

3.1.8.6.4. Spettri di risposta elastici delle accelerazioni e degli spostamenti per SLC

3.1.8.6.4.1. Spettro di risposta elastico delle accelerazioni per SLC

- T è il periodo fondamentale di vibrazione della struttura;
- S_e è l'accelerazione spettrale orizzontale;
- η è il fattore che si ricava in funzione del coefficiente di smorzamento viscoso convenzionale ξ , (per $\xi = 5\%$, $\eta = 1$);

- F_0 è il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale uguale a 2.44;
- a_g è l'accelerazione orizzontale massima al sito pari a 0.2106g;
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente

$$S = S_s \cdot S_T = 1.39$$

- T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

dove:

- T_C^* è il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale uguale a 0.31s;
- C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo, definito nella *tabella 3.2.V*, in relazione al valore di T_C^* ; per la categoria di sottosuolo C:

$$C_C = 1.05 \cdot (T_C^*)^{-0.33} = 1.5454$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* = 1.5454 \cdot 0.31 = 0.4791s$$

- T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante,

$$T_B = T_C / 3 = 0.1597s$$

- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante,

$$T_D = 4.0 \frac{a_g}{g} + 1.6 = 2.442s$$

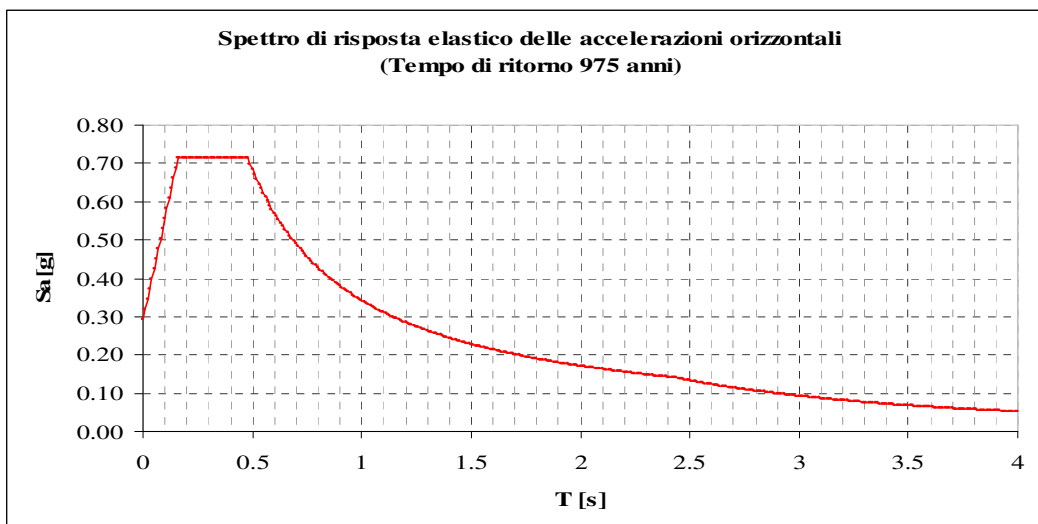


Figura 3.10 – Spettro di risposta elastico delle accelerazioni orizzontali, adimensionalizzato, caratterizzato da un valore della PGA corrispondente ad un tempo di ritorno di 975 anni, o, in modo equivalente, corrispondente a una probabilità di superamento del 5 % in un tempo di riferimento pari a 50 anni, considerando un coefficiente di smorzamento pari al 5 %, calcolato secondo il *D.M. 08*.

3.1.8.6.4.2. Spettro di risposta elastico degli spostamenti per SLC

Noto lo spettro di risposta delle accelerazioni, adimensionalizzato, caratterizzato da un valore della PGA corrispondente ad un tempo di ritorno di 975 anni, o, in modo equivalente, corrispondente a una probabilità di superamento del 5% in un tempo di riferimento pari a 50 anni, calcolato secondo il *D.M. 08*, è possibile, in primo luogo renderlo dimensionale, e, in secondo luogo, ricavare lo spettro di risposta agli spostamenti attraverso l'utilizzo delle relazioni che legano le pseudo-accelerazioni agli spostamenti; infatti, la relazione tra la pseudo-accelerazione e lo spostamento risulta:

$$S_a = \omega^2 S_d$$

Dove:

S_a : è la pseudo-accelerazione in m/s^2 ;

S_d : è spostamento in m;

ω : è la pulsazione naturale in rad/s.

Ricordando che la relazione tra il periodo e la pulsazione naturale di una struttura risulta:

$$\omega = \frac{2\pi}{T}$$

Si ha che la relazione tra la pseudo-accelerazione e lo spostamento diventa:

$$S_a = \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 S_d$$

Risolviendo l'equazione precedente in termini di S_d , si ha:

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a$$

Allora, alla luce della relazione precedente, si ha che lo spettro di risposta degli spostamenti risulta quello mostrato in Figura 3.11.

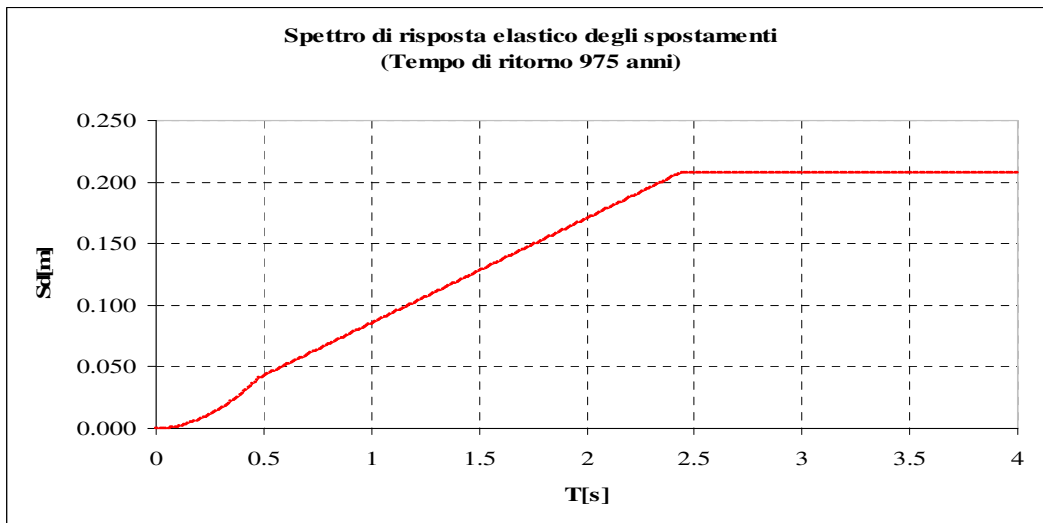


Figura 3.11 – Spettro di risposta degli spostamenti, ottenuto da uno spettro di risposta delle pseudo-accelerazioni dimensionalizzato, caratterizzato da un valore della PGA corrispondente ad un tempo di ritorno di 975 anni, o, in modo equivalente, corrispondente a una probabilità di superamento del 5 % in un tempo di riferimento pari a 50 anni, considerando un coefficiente di smorzamento pari al 5 %, calcolato secondo il *D.M. 08*.

3.1.9. SINTESI DELLE AZIONI SISMICHE DI RIFERIMENTO

Di seguito vengono riportati in un unico grafico (Figure 4.12 e 4.13) sia gli spettri di risposta delle accelerazioni che quelli degli spostamenti, da utilizzarsi, rispettivamente, in corrispondenza del “livello prestazionale” di “Fully Operational” (curve blu), del “livello prestazionale” di “Operational” (curve), del “livello prestazionale” di “Life-Safe” (curve rosse) e del “livello prestazionale” di “Near-Collapse” (curve).

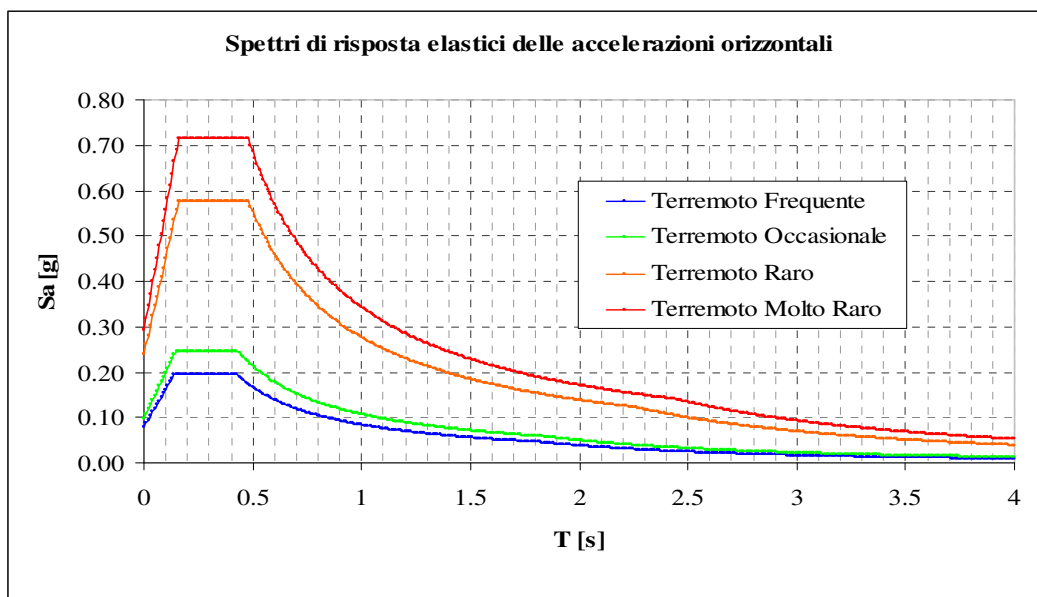


Figura 3.12 – Spettri di risposta delle accelerazioni, da utilizzarsi, rispettivamente, al “livello prestazionale” di “Fully Operational” (tempo di ritorno pari a 30 anni), al “livello prestazionale” di “Operational” (tempo di ritorno pari a 50 anni), al “livello prestazionale” di “Life-Safe” (tempo di ritorno pari a 475 anni) e al “livello prestazionale” di “Near-Collapse” (tempo di ritorno di 975 anni), considerando un coefficiente di smorzamento pari al 5 %, calcolati secondo il *D.M. 08*.

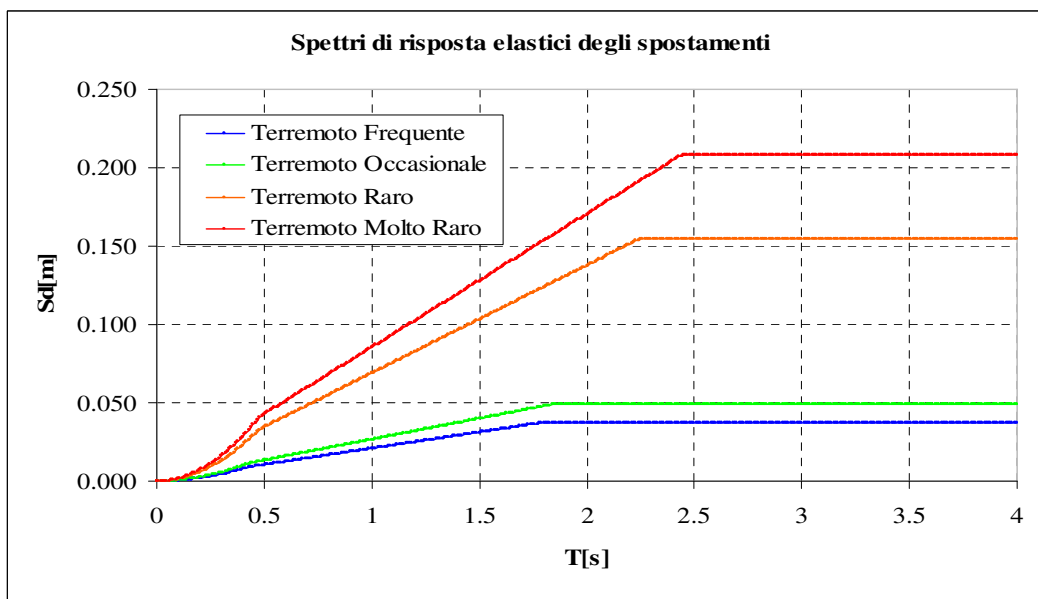


Figura 3.13 – Spettri di risposta degli spostamenti, da utilizzarsi, rispettivamente, al “livello prestazionale” di “Fully Operational” (tempo di ritorno pari a 30 anni), al “livello prestazionale” di “Operational” (tempo di ritorno di 50 anni), al “livello prestazionale” di “Life-Safe” (tempo di ritorno pari a 475 anni) e al “livello prestazionale” di “Near-Collapse” (tempo di ritorno pari a 975 anni), considerando un coefficiente di smorzamento pari al 5 %, calcolato secondo il *D.M. 08*.

3.1.10. CONCEZIONE STRUTTURALE DELL'INTERA STRUTTURA

La concezione della struttura in esame si basa fundamentalmente sui seguenti concetti:

- 1) *Separazione fra il sistema resistente alle azioni orizzontali e il sistema resistente alle azioni verticali.*

Si assume, infatti che, i pilastri compresi tra il piano terra e il primo piano siano sufficientemente snelli e tali che la rigidezza alle azioni orizzontali sia fornita sostanzialmente dai *dispositivi isteretici a forma di “stella”* che vengono disposti su due facce opposte dell'edificio e solo tra il piano terra e il primo piano. In altri termini, si può affermare che l'ipotesi fondamentale sulla quale si basa in questo caso, questo specifico esempio, ma, in generale, lo *“Stiffness-Strength-Ductility-Design Approach”*, è quella di considerare il sistema resistente alle azioni orizzontali completamente indipendente dal sistema resistente alle azioni verticali.

- 2) *Realizzazione di un sistema resistente alle azioni orizzontali in grado di realizzare una sorta di “isolamento” sismico in corrispondenza del primo piano (o, analogamente, in grado di realizzare una sorta di “soft-storey” aggiornato).*

Si assume, infatti, che tale struttura sia costituita da un unico blocco rigido superiore che si appoggia sul primo piano in corrispondenza del quale si vuole realizzare una sorta di soft-storey aggiornato (aggiornato perché, tradizionalmente, l'isolamento viene realizzato nella fondazione, e inoltre, tradizionalmente, il sistema resistente ai carichi orizzontali coincideva con il sistema resistente ai carichi verticali e quindi sotto sisma si danneggiava; mentre in questo caso, l'isolamento verrà realizzato attraverso degli elementi resistenti alle azioni orizzontali che saranno disposti tra il piano terra e il piano primo, e grazie alla separazione dei sistemi resistenti ai carichi verticali e orizzontali viene evitato il danneggiamento) in grado fungere da “isolamento sismico” per i piani superiori, così come schematicamente illustrato in Figura .

- 3) *Identificazione delle caratteristiche specifiche dei sistemi resistenti alle azioni orizzontali e verticali sulla base di un Approccio Prestazionale.*

L'edificio dovrà essere in grado di soddisfare prestazioni multiple (Multiple Targets).

4) *Identificazione delle caratteristiche specifiche dei sistemi resistenti alle azioni orizzontali e verticali sulla base del Capacity Design.*

Nel dettaglio, il blocco superiore che si appoggia sui pilastri di base, sarà progettato per essere effettivamente tale (per esempio utilizzando l'approccio del “*Capacity Design*”) e per esplicare un comportamento elastico (non dovrà danneggiarsi); al contrario, invece, gli elementi che vanno a sostenere questo blocco rigido avranno un comportamento non elastico. Tra il piano terra e il piano primo si avrà il danneggiamento del sistema resistente alle azioni orizzontali e, invece, il sistema resistente alle azioni verticali dovrà trovarsi in specifiche condizioni che, nel seguito verranno descritte; viceversa, dal primo all'ultimo piano non si dovranno verificare danni né al sistema resistente alle azioni orizzontali né al sistema resistente alle azioni verticali.

Questa struttura si configura, dunque, come un oscillatore semplice ad un grado di libertà (SDOF) caratterizzato da una rigidezza k che è la rigidezza alle azioni orizzontali fornita dal sistema resistente alle azioni orizzontali (Lateral-Resisting System, LRS) e da una massa m che è la massa della struttura stessa (Figura 3.15).

Pertanto:

- a) travi a pilastri vengono sostanzialmente dimensionati per prendere le azioni verticali;
- b) il sistema di controventamento (a diagonali) da inserire a partire dal primo piano in su, verrà progettato con semplici criteri di *Capacity Design* in modo da mantenere un comportamento elastico lineare sotto ogni tipo di sisma;
- c) il sistema resistente alle azioni orizzontali da inserire fra piano terreno e piano primo verrà progettato in modo da fornire alla struttura nel suo complesso un funzionamento ottimizzato in termini prestazionali (*Performance-Based Design*), così come valutato attraverso una progettazione agli spostamenti (*Direct Displacement-Based Design*).

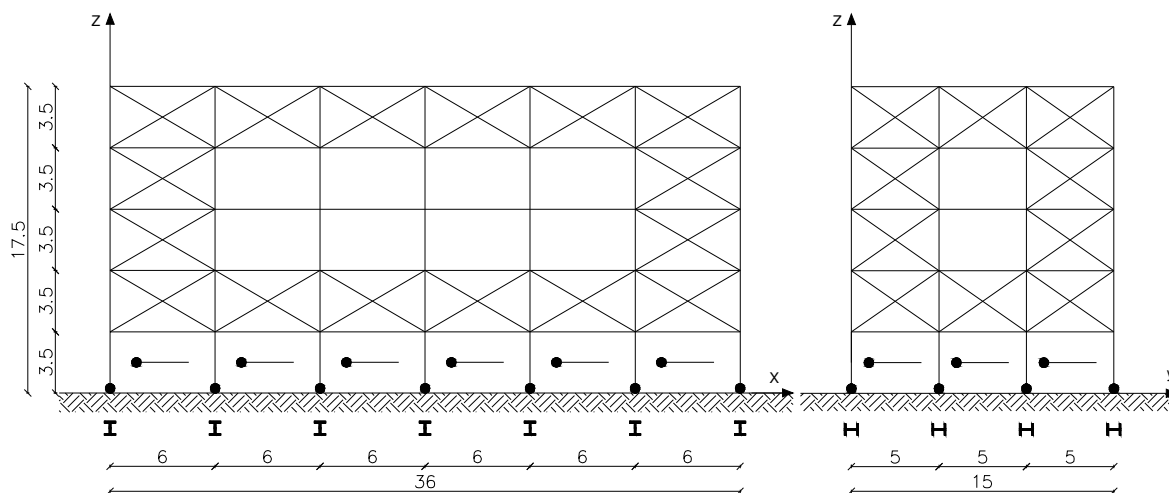


Figura 3.14 – Concezione strutturale dell'intera struttura.

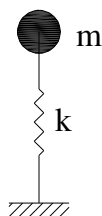


Figura 3.15 – Oscillatore semplice ad un grado di libertà (SDOF).

3.1.10.1. Concezione strutturale del sistema resistente alle azioni verticali

Affinché si possa ritenere soddisfatta l'ipotesi che vi sia separazione fra il sistema resistente alle azioni orizzontali e sistema resistente alle azioni verticali, è necessario realizzare il sistema resistente alle azioni verticali come un sistema pendolare (fig. 3.16). In questo modo, si ha che i pilastri saranno sostanzialmente in grado di prendere esclusivamente le azioni verticali e non daranno alcun contributo significativo nei confronti delle azioni orizzontali.

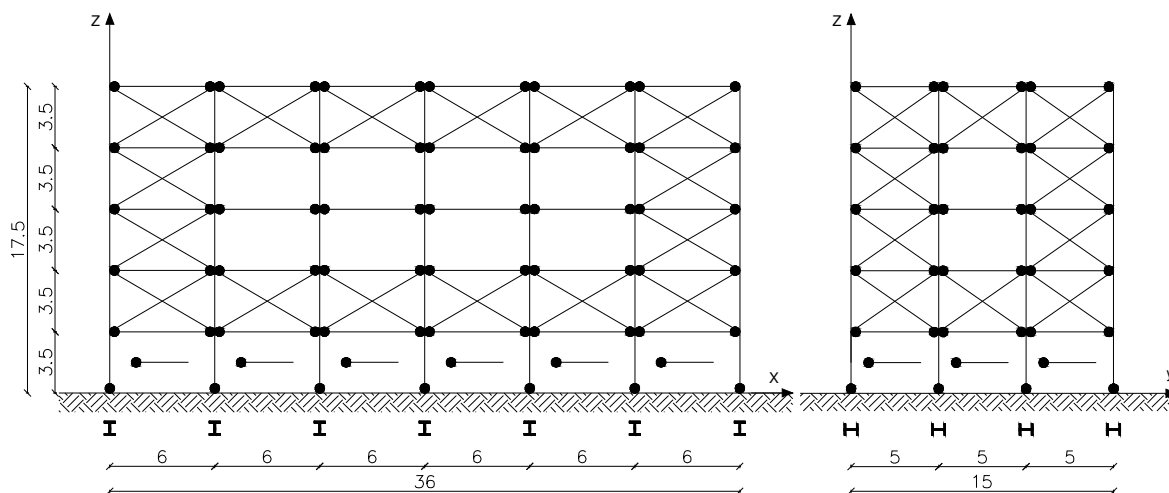


Figura 3.16 – Concezione strutturale del sistema resistente alle azioni verticali.

3.1.10.2. Concezione strutturale del sistema resistente alle azioni orizzontali da realizzarsi in corrispondenza del primo piano

Il sistema resistente alle azioni orizzontali (Lateral-Resisting System, LRS), è costituito da componenti resistenti alle azioni orizzontali (Lateral-Resisting Components, LRCs) che sono dei *dispositivi isteretici a forma di “stella”*, disposti su due facce opposte dell’edificio e, se necessario, anche nei telai interni, ma sempre e solo fra piano terra e primo piano (Figura 3.14). Si riporta la disposizione dei *dispositivi isteretici* anche in pianta (Figura 3.17) evidenziando la loro presenza con un tratto più spesso nelle campate in cui si decide di collocarli.

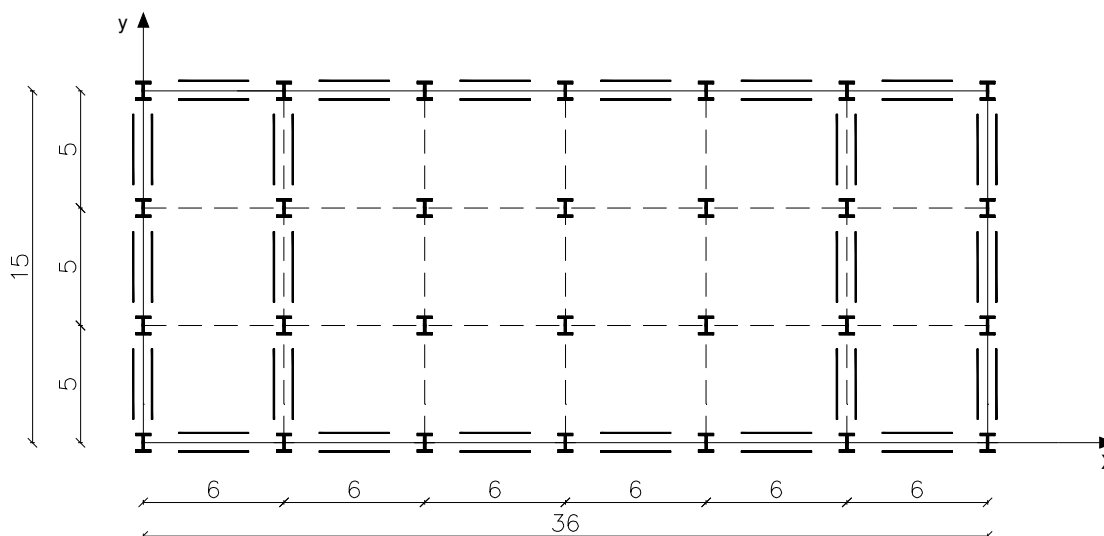


Figura 3.17 – Pianta dell’edificio con in evidenza la disposizione dei *dispositivi isteretici a forma di stella*.

L'obiettivo di questo esempio è quello di individuare il diagramma Forze (orizzontali)-Spostamenti della struttura andando a imporre prefissate prestazioni sismiche. In particolare, su questa struttura si impongono i quattro “*obiettivi prestazionali*”, e cioè il “*livello prestazionale*” di “*Fully Operational*”, *FO*, il “*livello prestazionale*” di “*Operational*”, *O*, il “*livello prestazionale*” di “*Life-Safe*”, *LS* e il “*livello prestazionale*” di “*Near-Collapse*”, *NC*, con i rispettivi “*livelli di intensità sismica*”, e cioè con i cosiddetti “*Terremoto Frequente*”, “*Terremoto Occasionale*”, “*Terremoto Raro*” e “*Terremoto Molto Raro*”.

3.1.10.3. Concezione strutturale del sistema resistente alle azioni orizzontali da realizzarsi dal primo piano in su

Affinché possa essere ritenuta valida l'ipotesi che la struttura in esame sia configurabile come un sistema ad un grado di libertà, il sistema resistente alle azioni orizzontali che si andrà a realizzare dal primo piano in su, dovrà essere costituito da una serie di diagonali che saranno dimensionati attraverso i Principi del *Capacity Design*, in modo tale che essi possano garantire che il blocco superiore della struttura sia effettivamente un blocco rigido, e che non si danneggi sotto sisma. La disposizione del sistema resistente alle azioni orizzontali da realizzarsi dal primo piano in su è mostrata in Figura 3.14.

3.1.11. PROGETTAZIONE

Nei paragrafi seguenti verrà presa in considerazione la progettazione della struttura seguendo la sequenza logica di seguito riportata:

- 1) Progettazione del sistema strutturale resistente alle azioni verticali (cfr. § 3.1.11.1.);
- 2) Progettazione del sistema strutturale resistente alle azioni orizzontali da realizzarsi fra piano terreno e piano primo (cfr. § 3.1.11.2.);
- 3) Progettazione del sistema strutturale resistente alle azioni orizzontali da realizzarsi fra il primo piano e l'ultimo (progettazione secondo i principi del *Capacity Design*) (cfr. § 3.1.11.3.).

3.1.11.1. Progettazione del sistema strutturale resistente alle azioni verticali

Lo schema statico che porta i carichi verticali è uno schema statico di tipo pendolare. Si considera il generico telaio in direzione x , che è quello maggiormente impegnato, poiché la larghezza delle campate è maggiore. Per quanto riguarda il telaio in direzione y si assumono le stesse dimensioni delle travi ricavate per il telaio in direzione x .

3.1.11.1.1. Progettazione della trave

3.1.11.1.1.1. Dimensionamento della trave

Il dimensionamento della trave viene fatto sulla base della verifica di deformabilità della trave stessa; tale verifica è quella più gravosa per le travi in acciaio. La verifica di deformabilità della trave impone che:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{ql^4}{EJ} \leq \frac{l}{500} \quad (3.1)$$

dove:

l : è la luce della trave, ed è pari a 6 m;

E : è il modulo di elasticità dell'acciaio;

J : è il momento di inerzia della sezione della trave;

$l/500$: è il limite di deformabilità per una trave portante principale;

q : è il carico uniformemente distribuito, calcolato considerando come valore di peso per piano il valore di $p = 1 \text{ t/m}^2$ a piano, e vale:

$$q = p \cdot i = 1 \left[\frac{\text{t}}{\text{m}^2} \right] \cdot 5[\text{m}] = 5 \frac{\text{t}}{\text{m}}$$

Sostituendo i valori di tali grandezze nell'equazione (3.1) si ha:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{50 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}} \right] 600^4 [\text{cm}^4]}{2100000 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right] J} \leq \frac{600[\text{cm}]}{500}$$

Allora, risolvendo l'equazione precedente in funzione di J , risulta che il momento di inerzia della trave deve essere almeno pari a:

$$J \geq 33500 \text{ cm}^4$$

Dal profilario, si sceglie una HEB 340 ($J = 36660 \text{ cm}^4$), le cui caratteristiche sono riportate nella Tabella 3.1:

Tabella 3.1: Geometria della sezione trasversale della trave (HEB340).

	$b = 300 \text{ mm}$	$J_x = 36660 \text{ cm}^4$
	$h = 340 \text{ mm}$	$J_y = 9690 \text{ cm}^4$
	$a = 12 \text{ mm}$	$W_x = 2156 \text{ cm}^3$
	$e = 21.5 \text{ mm}$	$W_y = 646 \text{ cm}^3$
	$r = 27 \text{ mm}$	$\rho_x = 14.65 \text{ cm}$
	peso = 137 kg/m	$\rho_y = 7.53 \text{ cm}$
	$A = 170.9 \text{ cm}^2$	

3.1.11.1.2. Verifica di resistenza della trave

Il momento massimo nella mezzeria della generica trave vale:

$$M = \frac{ql^2}{8}$$

dove:

- l: è la luce della trave, ed è pari a 6 m;;
- q: è il carico uniformemente distribuito, calcolato considerando come valore di peso per piano il valore di 1 t/m² a piano.

Allora il momento massimo nella mezzeria della generica trave vale:

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{50 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}} \right] 600^2 [\text{cm}^2]}{8} = 2250000 \text{ kgcm}$$

La verifica di resistenza della sezione maggiormente sollecitata (sezione di mezzeria) richiede (*cf.* CNR 10011^[8], 6.4):

$$\sigma = \frac{M}{W} \leq f_{yd}$$

Per cui risulta:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{2250000 [\text{kgcm}]}{2156 [\text{cm}^3]} = 1044 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq f_{yd} = 2750 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

3.1.11.1.3. Verifica di deformabilità della trave

La verifica di deformabilità della trave impone che:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{ql^4}{EJ} = \frac{5}{384} \cdot \frac{50 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}} \right] 600^4 [\text{cm}^4]}{2100000 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right] 366660 [\text{cm}^4]} = 1.09 \text{ cm}$$

$$f = 1.09 \text{ cm} \leq \frac{1}{500} = \frac{600}{500} = 1.20 \text{ cm}$$

3.1.11.1.2. Progettazione del pilastro**3.1.11.1.2.1. Dimensionamento del pilastro**

La progettazione del pilastro si basa sulla verifica che risulta essere più gravosa, ovvero sulla verifica di instabilità.

La maglia strutturale risulta di 5 m x 6 m, di conseguenza l'area d'influenza sul generico pilastro risulta pari a:

$$A_{\text{influenza}} = 5 \text{ m} \cdot 6 \text{ m} = 30 \text{ m}^2$$

Considerando che l'edificio ha 5 piani e che l'incidenza sul peso totale dell'edificio è di 1 t/m², il peso totale agente sul pilastro di base risulta:

$$N_{\text{pilastro}} = 1 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \cdot 5 \cdot 30 \text{ m}^2 = 150 \text{ t}$$

Per il pilastro in acciaio, se si considerano agenti solo i carichi verticali, andrà fatta la seguente verifica di resistenza (*cfr. CNR 10011, 6.3*):

$$\frac{N}{A} \leq f_{yd} \tag{4.2}$$

dove:

N: è lo sforzo assiale agente sul pilastro;

A: è l'area della sezione trasversale del pilastro;

f_{yd} : è la resistenza di progetto dell'acciaio, definita nel *paragrafo 3.2.2 della CNR 10011* ed è pari a 275 MPa.

Scrivendo al limite l'equazione (4.2), si ricava il valore minimo dell'area del profilo da utilizzare:

$$A = \frac{N}{f_{yd}} = \frac{150000 \text{ kg}}{2750 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 55 \text{ cm}^2$$

Dal profilario, si sceglie un profilo HEB 300, le cui caratteristiche sono riportate nella Tabella 3.2 :

Tabella 3.2: Geometria della sezione trasversale del pilastro (HEB300).

	$b = 300 \text{ mm}$	$J_x = 25170 \text{ cm}^4$
	$h = 300 \text{ mm}$	$J_y = 8563 \text{ cm}^4$
	$a = 11 \text{ mm}$	$W_x = 1678 \text{ cm}^3$
	$e = 19.0 \text{ mm}$	$W_y = 570.9 \text{ cm}^3$
	$r = 27 \text{ mm}$	$\rho_x = 12.99 \text{ cm}$
	peso = 117 kg/m	$\rho_y = 7.58 \text{ cm}$
	$A = 149.1 \text{ cm}^2$	

3.1.11.1.2.2. Verifica di stabilità del pilastro

Secondo la *CNR 10011*, 7.2.2.4, la verifica di stabilità del pilastro, richiede che:

$$\omega \frac{N}{A} \leq f_{yd}$$

dove:

N: è lo sforzo assiale agente sul pilastro;

A: è l'area della sezione trasversale del pilastro;

f_{yd} : è la resistenza di progetto dell'acciaio ed è pari a 275 MPa, (così come definita nel *paragrafo 3.2.2 della CNR 10011*);

ω : è il coefficiente che amplifica in valore dello sforzo assiale nel pilastro, al fine di tenere in conto eventuali problemi di instabilità; il suo valore è ricavabile dalla *CNR 10011* in funzione della snellezza dell'elemento e della sua sezione trasversale.

In un primo momento si considera la snellezza del pilastro in entrambe le direzioni:

$$\lambda_y = \frac{\beta_0 l}{\rho_x} = \frac{2 \cdot 350 [\text{cm}]}{12.99 [\text{cm}]} = 53.9$$

$$\lambda_x = \frac{\beta_0 l}{\rho_y} = \frac{2 \cdot 350 [\text{cm}]}{7.58 [\text{cm}]} = 92.3$$

La verifica viene effettuata nella condizione più gravosa, ovvero nella direzione in cui il pilastro mostra la massima lunghezza libera di inflessione ($\lambda_x = 92.35$).

Per un acciaio S275 (indicato con la sigla Fe 430 *nella CNR 10011*), e per una sezione di tipo HEB300, si fa riferimento al *Prospetto 7-IIIc della CNR 10011*, e si ha che:

$$\lambda_x = 92.3 \rightarrow \omega = 1.97$$

La verifica di stabilità del pilastro risulta soddisfatta:

$$\omega \frac{N}{A} = \frac{1.97 \cdot 150000 [\text{kg}]}{149.1 [\text{cm}^2]} = 1983 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq f_{yd} = 2750 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

3.1.11.2. Progettazione del sistema strutturale resistente alle azioni orizzontali da realizzarsi in corrispondenza del primo piano

La progettazione, basata *sullo Stiffness-Strength-Ductility-Design Approach*, dello *specifico sistema strutturale resistente alle azioni orizzontali* costituito da *dispositivi isteretici a forma di “stella”* si rimanda al paragrafo 3.2.

3.1.11.3. Progettazione del sistema strutturale resistente alle azioni orizzontali da realizzarsi dal primo piano in su

Affinché possa essere ritenuta valida l'ipotesi che la struttura in esame sia configurabile come un sistema ad un grado di libertà, il sistema resistente alle azioni orizzontali che si andrà a realizzare dal primo piano in su, dovrà essere costituito da una serie di diagonali che saranno dimensionati attraverso i Principi del Capacity Design, in modo tale che essi possano garantire che il blocco superiore della struttura sia effettivamente un blocco rigido, e che non si danneggi sotto sisma. La disposizione del sistema resistente alle azioni orizzontali da realizzarsi dal primo piano in su è mostrata in Figura 3.18.

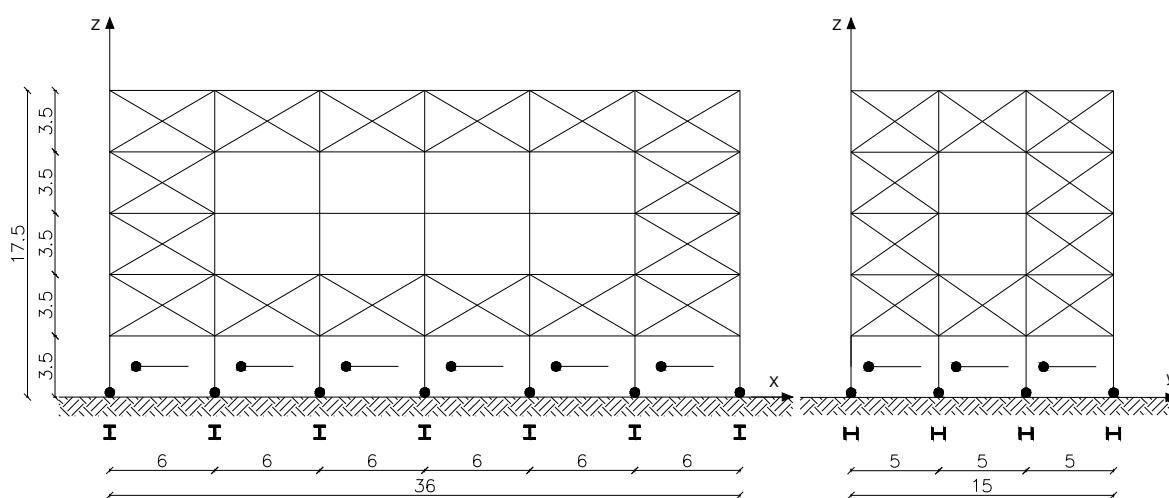


Figura 3.18 – Concezione strutturale del sistema resistente alle azioni orizzontali da realizzarsi dal primo piano in su.

.1.11.3.1. Progettazione dei controventi da realizzare dal primo al quinto piano

Il sistema resistente alle azioni orizzontali da realizzarsi tra il primo piano e l'ultimo sarà progettato in funzione dell'accelerazione ammissibile per la sovrastruttura in corrispondenza del target point che individua l'“obiettivo prestazionale” individuato dall'unione del “livello prestazionale” di “Life Safe” con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Raro” con le migliori prestazioni.

Si dimensiona la sovrastruttura in funzione del valore di accelerazione pari a 0.21g. In particolare tale valore dell'accelerazione sarà incrementato del 30 %:

$$a_{\text{di progetto della struttura}} = \psi \cdot a_{\text{LS,max}}$$

Ipotezzando che ψ valga 1.3, si ha:

$$a_{\text{di progetto della struttura}} = \psi \cdot a_{\text{LS,max}} = 1.3 \cdot 0.21g = 0.27g$$

La distribuzione delle forze risulta quella riportata in Figura 3.19.

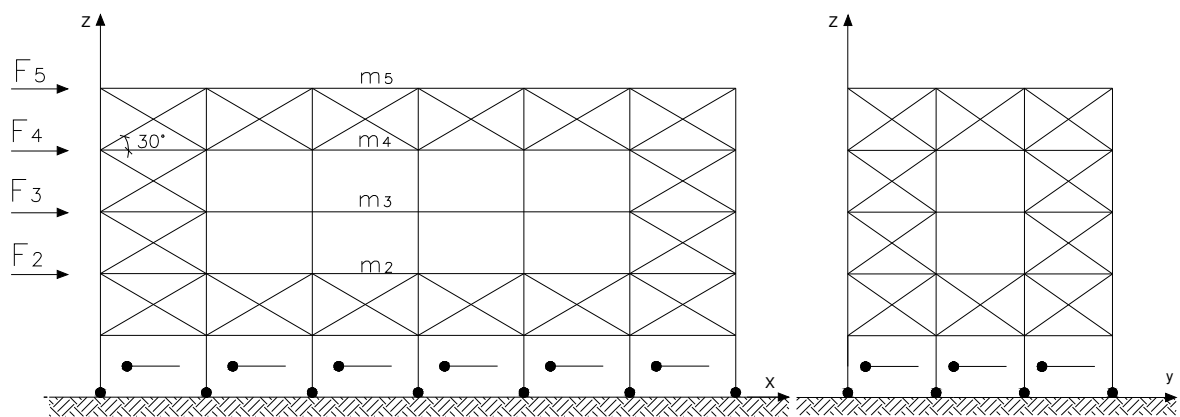


Figura 3.19 – Distribuzione delle forze per il dimensionamento del sistema resistente alle azioni orizzontali da realizzarsi dal primo al quinto piano.

Le masse indicate con m_i , risultano, rispettivamente, pari a (considerando il peso di ciascun piano pari a 1 t/m^2):

$$m_5 = \frac{1 \left[\frac{\text{t}}{\text{m}^2} \right] \cdot A_{\text{piano}}}{g} = \frac{1 \left[\frac{\text{t}}{\text{m}^2} \right] \cdot 15 [\text{m}] \cdot 36 [\text{m}]}{9.81 \left[\frac{\text{m}}{\text{s}^2} \right]} = 55 \frac{\text{t} \cdot \text{s}^2}{\text{m}}$$

$$m_4 = \frac{2 \cdot 1 \left[\frac{\text{t}}{\text{m}^2} \right] \cdot A_{\text{piano}}}{g} = \frac{2 \left[\frac{\text{t}}{\text{m}^2} \right] \cdot 15 [\text{m}] \cdot 36 [\text{m}]}{9.81 \left[\frac{\text{m}}{\text{s}^2} \right]} = 110 \frac{\text{t} \cdot \text{s}^2}{\text{m}}$$

$$m_3 = \frac{3 \cdot 1 \left[\frac{\text{t}}{\text{m}^2} \right] \cdot A_{\text{piano}}}{g} = \frac{3 \left[\frac{\text{t}}{\text{m}^2} \right] \cdot 15 [\text{m}] \cdot 36 [\text{m}]}{9.81 \left[\frac{\text{m}}{\text{s}^2} \right]} = 165 \frac{\text{t} \cdot \text{s}^2}{\text{m}}$$

$$m_2 = \frac{4 \cdot 1 \left[\frac{\text{t}}{\text{m}^2} \right] \cdot A_{\text{piano}}}{g} = \frac{4 \left[\frac{\text{t}}{\text{m}^2} \right] \cdot 15 [\text{m}] \cdot 36 [\text{m}]}{9.81 \left[\frac{\text{m}}{\text{s}^2} \right]} = 220 \frac{\text{t} \cdot \text{s}^2}{\text{m}}$$

Di conseguenza, le forze di piano valgono:

$$F_5 = m_5 \cdot a = m_5 \cdot 0.27g = 55 \left[\frac{\text{t} \cdot \text{s}^2}{\text{m}} \right] \cdot 0.27 \cdot 9.81 \left[\frac{\text{m}}{\text{s}^2} \right] = 145 \text{ t}$$

$$F_4 = m_4 \cdot a = m_4 \cdot 0.27g = 110 \left[\frac{\text{t} \cdot \text{s}^2}{\text{m}} \right] \cdot 0.27 \cdot 9.81 \left[\frac{\text{m}}{\text{s}^2} \right] = 291 \text{ t}$$

$$F_3 = m_3 \cdot a = m_3 \cdot 0.27g = 165 \left[\frac{\text{t} \cdot \text{s}^2}{\text{m}} \right] \cdot 0.27 \cdot 9.81 \left[\frac{\text{m}}{\text{s}^2} \right] = 437 \text{ t}$$

$$F_2 = m_2 \cdot a = m_2 \cdot 0.27g = 220 \left[\frac{\text{t} \cdot \text{s}^2}{\text{m}} \right] \cdot 0.27 \cdot 9.81 \left[\frac{\text{m}}{\text{s}^2} \right] = 582 \text{ t}$$

La forza di trazione sul diagonale teso, in generale vale $F/\cos\alpha$, allora:

$$R_{\text{singolo diagonale}} = \frac{F}{n \cdot \cos\alpha}$$

dove:

F : è la forza di piano;

n : è il numero di diagonali tesi di piano;

α : è l'inclinazione dei controventi rispetto all'orizzontale ($\alpha=30^\circ$).

3.1.11.3.1.1. Dimensionamento dei controventi

Si decide di dimensionare i controventi da disporre dal secondo piano in su facendo riferimento al modello dell'edificio in direzione y , in quanto la struttura a parità di forza possiede un numero inferiore di controventi lungo tale direzione (fig. 3.14).

Si procede, quindi, al calcolo degli sforzi di trazione che interessano i diagonali di ciascun piano:

$$R_{\text{singolo diagonale, 2°Piano}} = \frac{F_2}{n_2 \cdot \cos \alpha} = \frac{582 [t]}{6 \cdot \cos 30^\circ} = 112 \text{ t}$$

$$R_{\text{singolo diagonale, 3°Piano}} = \frac{F_3}{n_3 \cdot \cos \alpha} = \frac{437 [t]}{4 \cdot \cos 30^\circ} = 126 \text{ t}$$

$$R_{\text{singolo diagonale, 4°Piano}} = \frac{F_4}{n_4 \cdot \cos \alpha} = \frac{291 [t]}{4 \cdot \cos 30^\circ} = 84 \text{ t}$$

$$R_{\text{singolo diagonale, 5°Piano}} = \frac{F_5}{n_5 \cdot \cos \alpha} = \frac{145 [t]}{6 \cdot \cos 30^\circ} = 27.9 \text{ t}$$

Il dimensionamento viene effettuato sulla base dello sforzo di trazione maggiore, ovvero sulla base dello sforzo che interessa i diagonali del terzo piano:

$$R_{\text{singolo diagonale, 3°Piano}} = 126 \text{ t}$$

$$A_{\min} = \frac{R}{f_{yd}}$$

dove:

R : è la forza di trazione agente sul singolo diagonale;

f_{yd} : è la tensione di progetto dell'acciaio.

Quindi, si ottiene:

$$A_{\min} = \frac{R}{f_{yd}} = \frac{126000 [\text{kg}]}{2750 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]} = 45.8 \text{ cm}^2$$

Dal profilario, si sceglie un UPN 260, le cui caratteristiche sono:

Tabella 3.3: Geometria della sezione trasversale del diagonale.

	$b = 90 \text{ mm}$	$J_x = 4.824 \text{ cm}^4$
	$h = 260 \text{ mm}$	$J_y = 317 \text{ cm}^4$
	$a = 10,0 \text{ mm}$	$W_x = 371 \text{ cm}^3$
	$e = 14,0 \text{ mm}$	$W_y = 47,8 \text{ cm}^3$
	$r = 14,0 \text{ mm}$	$\rho_x = 10,0 \text{ cm}$
	peso = 37,9 kg/m	$\rho_y = 2,56 \text{ cm}$
	$A = 48,3 \text{ cm}^2$	

3.1.11.3.1.2. Verifica del diagonale teso

La verifica risulta soddisfatta:

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{R_{\text{singolo diagonale, 3}^\circ\text{P}}}{A} = \frac{126000 [\text{kg}]}{48.3 [\text{cm}^2]} = 2609 \leq f_{yd} = 2750 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

3.2. LEGAME COSTITUTIVO DEL SINGOLO DISPOSITIVO ISTERETICO

Nel presente paragrafo viene descritto un particolare *dispositivo isteretico*, di cui è noto il proprio legame costitutivo, che viene prodotto dalla ditta *Alga*.

Alga è una società di ingegneria che opera nel campo delle costruzioni civili e nell'edilizia in Italia e all'estero. E' conosciuta ed apprezzata in tutto il mondo soprattutto per le sue apparecchiature antisismiche.

Si considera, innanzitutto, il diagramma Forze-Spostamenti del singolo *dispositivo isteretico a forma di “stella”*, elemento resistente alle azioni orizzontali, da inserire nella struttura successivamente descritta.

Il legame costitutivo del dispositivo è caratterizzato dai seguenti valori di spostamenti e forze:

- $\delta_y = 4 \div 5\text{mm}$;

Con δ_y si definisce lo spostamento di primo snervamento del sistema resistente alle azioni orizzontali, coincidente con il massimo spostamento che è possibile raggiungere in corrispondenza di un sisma definito “*Terremoto Frequente*”, in modo da rimanere al livello prestazionale di “*Fully Operational*”. Esso viene considerato pari ad un valore fisso di $5\text{mm} = 0.5\text{cm} = 0.005\text{m}$.

- $F_y \cong n \cdot 12\text{kN}$;

Con F_y si definisce la forza corrispondente allo snervamento δ_y che dipende dal numero di stelle utilizzate nel dispositivo, indicate con il parametro $n \cong 5 \div 20$ stelle.

Si considera, quindi, un valore di F_y che varia nel seguente intervallo:

$$F_y \cong 60 \div 240\text{kN}$$

- $K_1 = \frac{F_y}{\delta_y}$;

Una volta stabilito il numero di stelle da impiegare, si definisce la forza F_y .

Nota F_y e δ_y , si calcola la rigidezza K_1 del tratto elastico del dissipatore.

Per esempio, se si suppone di impiegare il numero massimo di stelle, 20, si ottiene una F_y pari a:

$$F_y = n \cdot 12\text{kN} = 20 \cdot 12\text{kN} = 20 \cdot 1.2\text{t} = 24\text{t}$$

e, quindi, una rigidezza K_1 :

$$K_1 = \frac{F_y}{\delta_y} = \frac{24\text{t}}{0.005\text{m}} = 4800 \frac{\text{t}}{\text{m}}$$

- $\delta_h = 0.015 \cdot 350\text{cm} = 5.25\text{cm} = 0.0525\text{m}$

δ_h , che corrisponde al massimo spostamento in corrispondenza di un sisma definito “*Terremoto Raro*”, in modo da rimanere al livello prestazionale di “*Life-Safe*”, può essere scelto arbitrariamente.

Per esempio, si considera di assumere il valore di δ_h pari a $1.5\%h$, dove h è l’altezza di interpiano dell’edificio, pari a 350 cm.

- $K_2 = 0.53\% \cdot K_1$

Per quanto riguarda la rigidezza K_2 , essa viene assunta pari allo 0.53% della rigidezza del tratto elastico K_1 .

- $\delta_u \cong 15\delta_y$;

Con δ_u si definisce il massimo spostamento che è possibile raggiungere in corrispondenza di un sisma definito “*Terremoto Molto Raro*”, in modo da rimanere al livello prestazionale di “*Near-Collapse*”.

Avendo assunto come valore fisso $\delta_y = 0.5\text{cm}$ \Rightarrow $\delta_u = 7.5\text{cm}$,

anch’esso considerato come valore fisso.

- $K_3 = 27\% \cdot K_1$

Per quanto riguarda la rigidezza K_3 , essa viene assunta pari al 27% della rigidezza del tratto elastico K_1 .

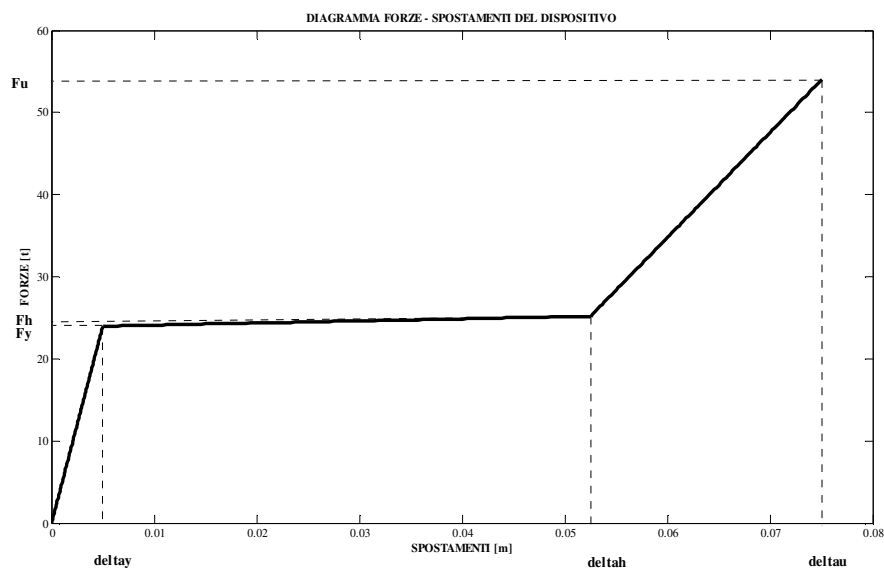


Figura 3.20 – Legame costitutivo del singolo dispositivo nel diagramma Forze-Spostamenti.

3.3. STIFFNESS-STRENGTH-DUCTILITY-DESIGN

APPROACH

Il nuovo approccio alla progettazione sismica delle strutture, definito *Stiffness-Strength-Ductility-Design Approach* (*Siffness-Strenght-Ductility Design for crescent shaped braces*^[10], *Siffness-Strenght-Ductility Design Approaches for crescent shaped braces*^[11]) riassume in un'unica e globale strategia i recenti contributi alla progettazione sismica, permettendo così al progettista di “governare” attivamente la risposta dinamica della struttura.

I *dispositivi isteretici a forma di “stella”* sono degli speciali elementi di controvento dissipativo che consentono di realizzare questa innovativa tipologia di progettazione.

Essi, infatti, permettono:

- il raggiungimento di “*obiettivi prestazionali*” (*PBSD*): diviene possibile identificare e “comunicare” correttamente quale sarà il comportamento sismico atteso da una data struttura;
- la rappresentazione della prestazione della struttura sulla base della massima risposta in termini di spostamento (*DDBD*);
- la progettazione di uno *specifico sistema strutturale* resistente ai carichi orizzontali;
- l’ “*imposizione*” da parte del progettista della risposta dinamica della struttura a seguito di un sisma.

L'applicazione dello *Stiffness-Strength-Ductility-Design Approach* si svolge attraverso i seguenti steps:

I Step) *Imposizione degli “obiettivi prestazionali”* sulla struttura presa in esame;

II Step) *Dimensionamento e Progettazione* di un sistema strutturale specifico per sostenere i carichi orizzontali derivanti da sollecitazioni sismiche sulla base degli “*obiettivi prestazionali*” individuati nella I fase, rappresentati in termini di punti obiettivo (*target points*) definibili in termini di rigidezza (*stiffness*), forza (*strength*) e duttilità (*ductility*);

III Step) *Verifica e Analisi* del comportamento globale della struttura in caso di sisma valutabile in termini di massimo spostamento raggiunto.

3.3.1. MAPPA DEI COMPORAMENTI DELLA STRUTTURA

La *Mappa dei Comportamenti* della struttura consiste in un diagramma Forze–Spostamenti (oppure Accelerazioni–Spostamenti) nel quale si riportano dei punti, cosiddetti “*target points*”, che individuano il valore di spostamento, forza e rigidezza che la struttura deve avere per garantire un determinato “*obiettivo prestazionale*”.

Gli “*obiettivi prestazionali*” sono individuati dall’unione di un preciso “*livello prestazionale*” con un preciso “*livello di intensità sismica*”. La relazione tra i “*livelli prestazionali*” e i “*livelli di intensità sismica*”, che dà luogo agli “*obiettivi prestazionali*”, è riportata in Figura 3.21. Come mostra la figura, gli “*obiettivi prestazionali*” diventano sempre più severi (cioè richiedono via via un danno sempre minore) con l’aumentare del tempo di ritorno del sisma e con l’aumentare dell’importanza della struttura.

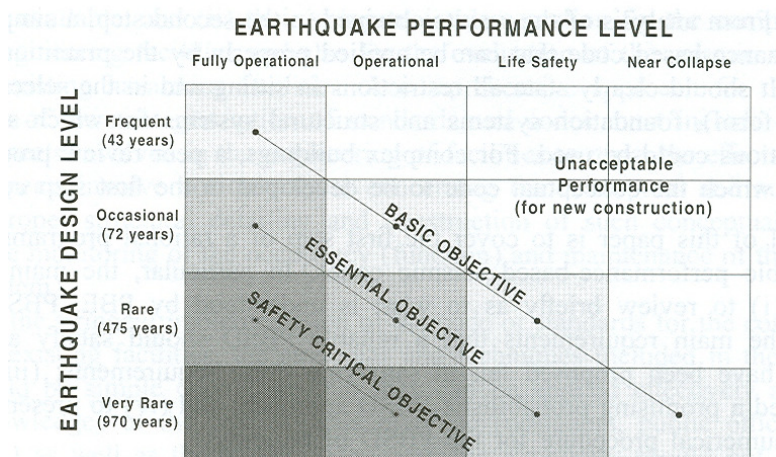


Figura 3.21 – Relazione tra i “*livelli di intensità sismica*” e i “*livelli prestazionali*” secondo il documento “*Vision 2000*”.

Infatti, per quanto riguarda le strutture non molto importanti, danni maggiori sono accettabili per eventi sismici rari, viceversa per eventi sismici di bassa rilevanza sono attesi danni modesti o nulli; per strutture di importanza superiore, invece, si richiede che anche sotto terremoti di intensità notevole, i danni siano modesti o nulli. Quanto detto finora è mostrato graficamente in Figura 3.21 mediante l’utilizzo di linee che individuano gli “*obiettivi prestazionali*” (cioè la relazione tra un certo “*livello di intensità sismica*” e un certo “*livello di performance*”) per tipologie strutturali di importanza crescente. Infatti, la linea individuata dalla scritta “*Basic Objective*”, definisce una serie di “*obiettivi prestazionali*” per le strutture cosiddette “*normali*”, come per esempio potrebbero essere gli edifici di civile abitazione. Al contrario, invece, le linee indicate con la scritta “*Essential Objective*” e “*Safety Critical Objective*” definiscono gli “*obiettivi*

prestazionali”, rispettivamente, per strutture importanti come per esempio potrebbero essere gli ospedali, e di strutture di importanza strategica, come per esempio le centrali nucleari. Nel caso di strutture caratterizzate da “*Safety Critical Objective*” si nota che gli “*obiettivi prestazionali*” richiesti sono il “*Fully Operational*” e l’“*Operational*” rispettivamente sotto terremoti caratterizzati da elevatissimi tempi di ritorno.

Ipotizzando che la struttura non sia di particolare importanza, si assume come “*obiettivo prestazionale*” quello che viene definito dal documento “*Vision 2000*” come “*Basic Objective*”:

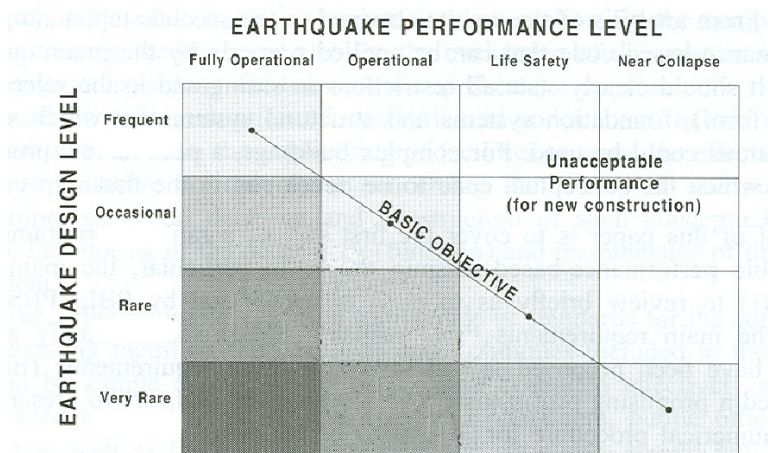


Figura 3.22 – “*Obiettivo Prestazionale*” che si vuole imporre alla struttura in esame secondo il documento “*Vision 2000*”.

Gli “*obiettivi prestazionali*” che verranno imposti sono:

- il “*livello prestazionale*” di “*Fully Operational*” associato ad un sisma indicato come “*Terremoto Frequente*”;
- il “*livello prestazionale*” di “*Operational*” associato ad un sisma indicato come “*Terremoto Occasionale*”;
- il “*livello prestazionale*” di “*Life - Safe*” associato ad un sisma indicato come “*Terremoto Raro*”;
- il “*livello prestazionale*” di “*Near-Collapse*” associato ad un sisma indicato come “*Terremoto Molto Raro*”.

È bene precisare che, per quanto riguarda le definizioni sia dei “*livelli prestazionali*” sia dei “*livelli di intensità sismica*”, non si utilizzeranno quelle fornite dal documento “*Vision 2000*”. Infatti, per i “*livelli prestazionali*” si utilizzeranno delle interpretazioni fornite da una precedente tesi (“*Progettazione sismica di tipo prestazionale di una struttura in acciaio*”^[9] di Ilaria Ricci (*Università di Bologna 2007/2008*)), (cfr. §1.2.); invece, per i “*livelli di intensità sismica*” si utilizzeranno i valori di probabilità di occorrenza e di periodo di ritorno forniti dal *D.M. 08* (cfr. § 1.3., § 3.1.8.).

Il criterio logico seguito nell’esposizione dell’imposizione dei quattro “*obiettivi prestazionali*” segue quanto è stato esposto nel secondo capitolo, relativamente alla descrizione di un approccio generale che porta alla definizione della “*Mappa dei comportamenti*” della struttura.

Considerando che l’*obiettivo prestazionale*, come definito nel documento *Vision2000*, è dato dall’unione del *livello prestazionale* desiderato per la struttura con il *livello di intensità sismica*, si fa riferimento ad una sintetizzazione di ciascun *obiettivo prestazionale* in particolari “*condizioni matematiche*” riportate nella seguente tabella 3.4, già precedentemente illustrata.

Tabella 3.4: “Condizioni Matematiche”.

<ul style="list-style-type: none"> • C1) FO (<i>Fully Operational</i>): 	$\delta_{\text{predicted(expected), frequent}} \leq \delta_{\text{desired, FO}} (= 0.5\%h)$
<ul style="list-style-type: none"> • C2) O (<i>Operational</i>): 	$F_{\text{predicted(expected), occasional}} \leq F_{\text{desired, O}} (= F_{y1}) = \psi \cdot F_{\text{predicted(expected), occasional}}$
<ul style="list-style-type: none"> • C3) LS (<i>Life-Safe</i>): 	$\delta_{\text{predicted(expected), rare}} \leq \delta_{\text{desired, LS}}$ $a_{\text{predicted(expected), rare}} \leq a_{\text{desired, LS}}$
<ul style="list-style-type: none"> • C4) NC (<i>Near-Collapse</i>): 	$\delta_{\text{predicted(expected), veryrare}} \leq \delta_{\text{desired, NC}} (= 2.5\%h)$

In essa emerge il fatto che ciascuna condizione sullo stato della struttura nasce da un'imposizione di spostamenti, forze e accelerazioni.

Attraverso degli studi analitici, che nascono dall'osservazione della disposizione dei *target points* all'interno del diagramma Forze-Spostamenti della struttura, è possibile risalire al tipo di curva che descrivono questi punti obiettivo, in corrispondenza dei *livelli prestazionali* di “Operational” e di “Life-Safe”. Note le due curve, è possibile tracciare in modo semplice la “*curva obiettivo*” della struttura in esame, definita “*Mappa dei Comportamenti*” .

3.3.2. COSTRUZIONE DELLA “MAPPA DEI COMPORTAMENTI” DELLA STRUTTURA

3.3.2.1. “OBIETTIVO PRESTAZIONALE”: “OPERATIONAL” CON “TERREMOTO OCCASIONALE”

Relativamente all'*obiettivo prestazionale* definito dall'unione del *livello prestazionale* di “Operational” con il *livello di intensità sismica* definito “Terremoto Occasionale”, si sfrutta l'espressione ottenuta dallo studio analitico sviluppato nell'Appendice A. Si definisce, infatti, l'andamento della curva su cui si dispongono i *target points* che si individuano in corrispondenza del *livello prestazionale* di “Operational” in corrispondenza del *livello di intensità sismica* definito “Terremoto Occasionale”. Nell'espressione in forma chiusa la capacità di forza del sistema di progetto al *livello prestazionale* di “Operational”, $F_{\text{desired,O}}$, è in funzione della capacità di spostamento del sistema di progetto al *livello prestazionale* di “Operational”, $\delta_{\text{desired,O}}$. La curva che si ottiene è descritta dalla seguente relazione:

$$F_{\text{desired,O}} = \psi \cdot m \cdot \frac{(a_g \cdot S \cdot F_O \cdot T_c)^2}{4 \cdot \pi} \cdot \frac{1}{\delta_{\text{desired,O}}}$$

Si pone:

$$\psi \cdot m \cdot \frac{(a_g \cdot S \cdot F_O \cdot T_c)^2}{4 \cdot \pi} = c$$

dove c è una costante

$$\Rightarrow F_{\text{desired,O}} = \frac{c}{\delta_{\text{desired,O}}}$$

Si può notare che l'espressione, così riscritta, evidenzia che la curva con cui si ha a che fare è un'iperbole equilatera riferita ai propri assi di espressione: $y = \frac{c}{x}$, come rappresentata nella figura 3.23.

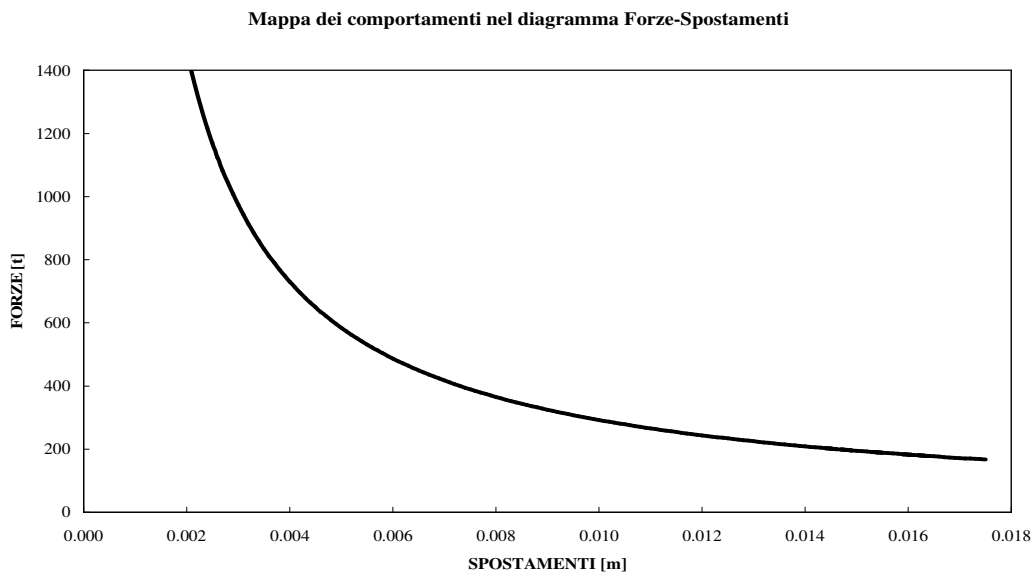


Figura 3.23 – Iperbole equilatera su cui si dispongono i target points corrispondenti all’*“obiettivo prestazionale”* individuato dall’unione del *“livello prestazionale”* di *“Operational”* con il *“livello di intensità sismica”* definito *“Terremoto Occasionale”* nel diagramma Forze-Spostamenti.

Nel paragrafo 3.2. è stato illustrato il legame costitutivo di un particolare *dissipatore isteretico*. Facendo riferimento ai vincoli sugli spostamenti per questo dispositivo, si considera di imporre come spostamento richiesto dal sisma cosiddetto *“Terremoto Occasionale”*, $\delta_{\text{predicted(expected),occasional}}$, un valore pari allo spostamento di primo snervamento del dispositivo, pari a 0.005m.

$$\delta_{\text{predicted(expected),occasional}} = 0.005\text{m}$$

Così facendo, si sceglie di imporre un obiettivo prestazionale ottimizzato, in quanto minore rispetto a quello previsto dalla norma.

$$\delta_{\text{predicted(expected),occasional}} \leq \delta_{\text{desired,O}} = 0.5\%h = 0.005 \cdot 350 = 1.75\text{cm}$$

dove h è l'altezza di interpiano dell'edificio pari a 350cm.

È necessario, quindi, definire qual è la forza corrispondente a tale spostamento. Questo è possibile tracciando la retta che parte dall'origine ed interseca l'iperbole all'altezza di 0.005m di spostamento.

Così facendo si individuano il valore di rigidezza del tratto elastico del sistema resistente alle azioni orizzontali, K_1 , e il valore di forza di primo snervamento del sistema resistente alle azioni orizzontali, F_{y1} . Infatti, dalla seconda condizione matematica:

$$F_{\text{desired,O}} = F_{y1} = 1 \cdot F_{\text{predicted(expected),occasional}} = F_{\text{predicted(expected),occasional}} = \delta_{\text{predicted(expected),occasional}} \cdot K_1$$

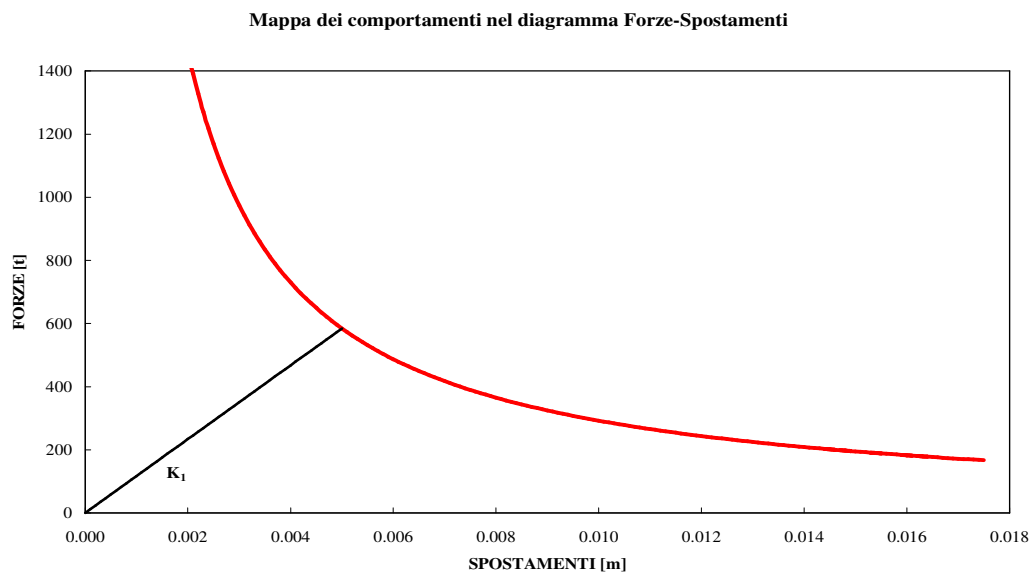


Figura 3.24 – Intersezione della retta con l'iperbole equilatera su cui si dispongono i *target points* corrispondenti all'“obiettivo prestazionale” individuato dall'unione del “livello prestazionale” di “Operational” con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Occasionale” nel diagramma Forze-Spostamenti del sistema resistente alle azioni orizzontali..

In questo modo, si determina la rigidezza K_1 che caratterizza il tratto elastico, cioè la pendenza del primo ramo della “*curva obiettivo*”. Infatti, la forza di primo snervamento del sistema resistente alle azioni orizzontali risulta essere pari a:

$$F_{y1} = 584.36t$$

Lo spostamento di primo snervamento del sistema resistente alle azioni orizzontali è stato imposto uguale a:

$$\delta_{y1} = 0.005m$$

La rigidezza K_1 è, quindi:

$$K_1 = \frac{F_{y1}}{\delta_{y1}} = \frac{584.36t}{0.005m} = 116872 \frac{t}{m}$$

Viene, quindi, definito univocamente il *target point* che individua il *livello prestazionale* di “Operational” sotto un sisma definito “Terremoto Occasionale”.

Mappa dei comportamenti nel diagramma Forze-Spostamenti

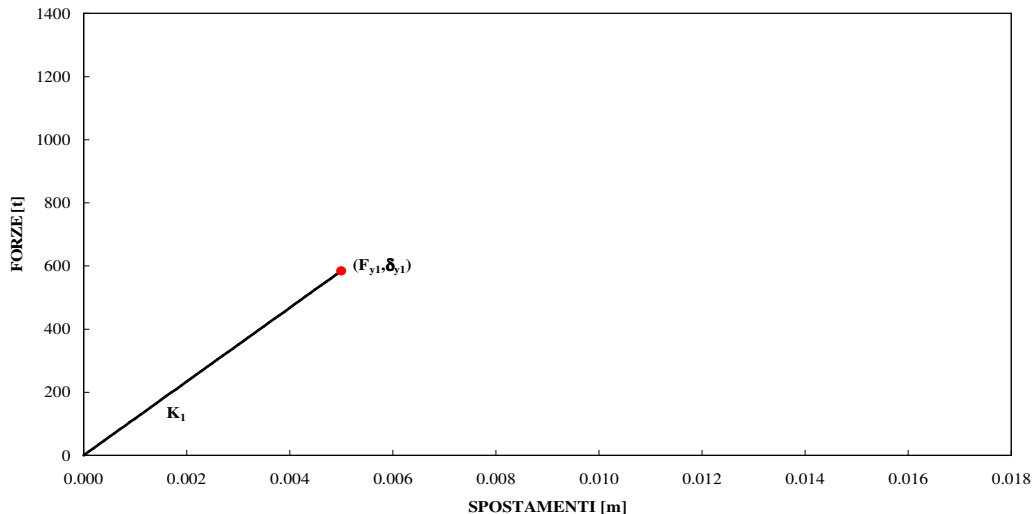


Figura 3. 25– Individuazione del *target point* corrispondente all’ “*obiettivo prestazionale*” individuato dall’unione del “*livello prestazionale*” di “Operational” con il “*livello di intensità sismica*” definito “Terremoto Occasionale” nel diagramma Forze-Spostamenti del sistema resistente alle azioni orizzontali..

3.3.2.2. “OBIETTIVO PRESTAZIONALE”: “LIFE-SAFE” CON “TERREMOTO RARO”

Relativamente all’*obiettivo prestazionale* definito dall’unione del *livello prestazionale* di “Life-Safe” con il *livello di intensità sismica* definito “Terremoto Raro”, si sfrutta

l'espressione ottenuta dallo studio analitico sviluppato nell'Appendice B. Si definisce, infatti, l'andamento della curva su cui si dispongono i *target point* che si individuano in corrispondenza del *livello prestazionale* di "Life-Safe" in corrispondenza del *livello di intensità sismica* definito "Terremoto Raro". Nell'espressione in forma chiusa la capacità di forza del sistema di progetto al *livello prestazionale* di "Life-Safe", $F_{\text{desired,LS}}$, è in funzione della capacità di spostamento del sistema di progetto al *livello prestazionale* di "Operational", $\delta_{\text{desired,LS}}$. La curva che si ottiene è descritta dalla seguente relazione:

$$F_{\text{desired,LS}} = m \cdot (a_g \cdot S \cdot F_O \cdot T_c)^2 \cdot \frac{1}{\delta_{\text{desired,LS}}} \cdot \left(\frac{A}{B + C \cdot \left(1 - \frac{\delta_{y1}}{\delta_{\text{desired,LS}}} \right)} \right)$$

dove le costanti A, B e C vengono definite nell'Appendice B.

Mappa dei comportamenti nel diagramma Forze-Spostamenti

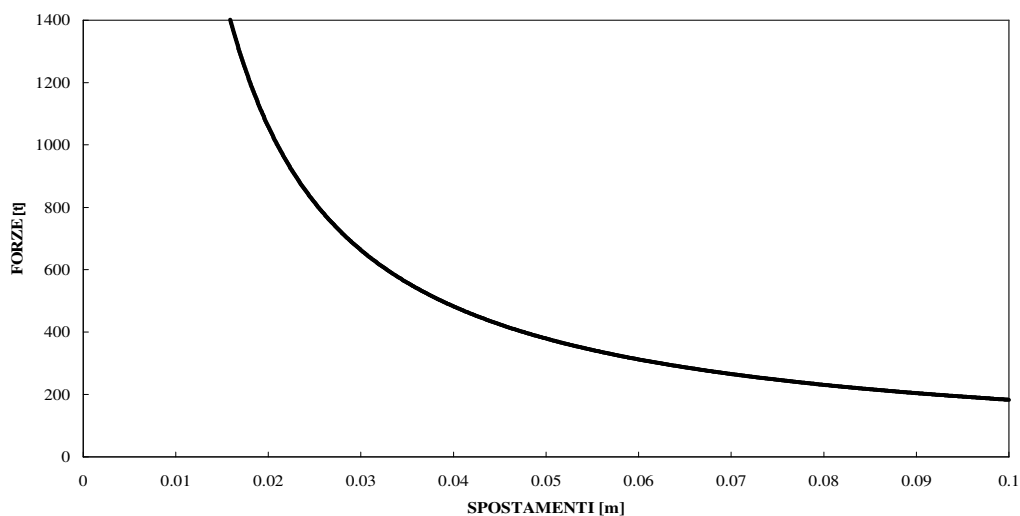


Figura 3.26 – Curva su cui si dispongono i *target points* corrispondenti all' "obiettivo prestazionale" individuato dall'unione del "livello prestazionale" di "Life-Safe" con il "livello di intensità sismica" definito "Terremoto Raro" nel diagramma Forze-Spostamenti.

Nella seguente figura 3.27 viene riportata la curva su cui si evidenziano in rosso i punti ammissibili per l' "obiettivo prestazionale" definito dall'unione del *livello prestazionale* di "Life-Safe" con il *livello di intensità sismica* definito "Terremoto Raro". Questi *target points* ammissibili sono individuati da dei limiti per quanto riguarda il valore della rigidità della struttura, la quale può variare tra un valore minimo, quando la forza F_{y1} si

mantiene costante all'aumentare dello spostamento, e un valore massimo, quando la rigidità continua ad essere quella del tratto elastico iniziale.

Mappa dei comportamenti nel diagramma Forze-Spostamenti

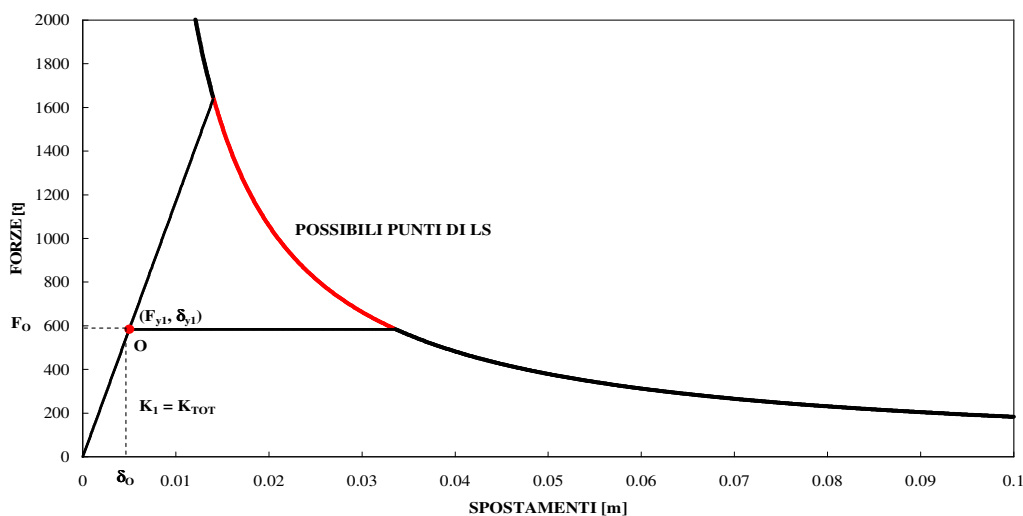


Figura 3. 27– Target points ammissibili all’“obiettivo prestazionale” individuato dall’unione del “livello prestazionale” di “Life-Safe” con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Raro” nel diagramma Forze-Spostamenti.

Si determina, quindi, il valore della rigidità K_2 , che caratterizza la struttura in corrispondenza del livello prestazionale di “Life-Safe” per un “Terremoto Raro”, secondo la condizione:

$$K_2 < K_1$$

considerando una sorta di compromesso tra la forza $F_{\text{desired,LS}}$ sufficientemente piccola e lo spostamento $\delta_{\text{desired,LS}}$ non troppo grande.

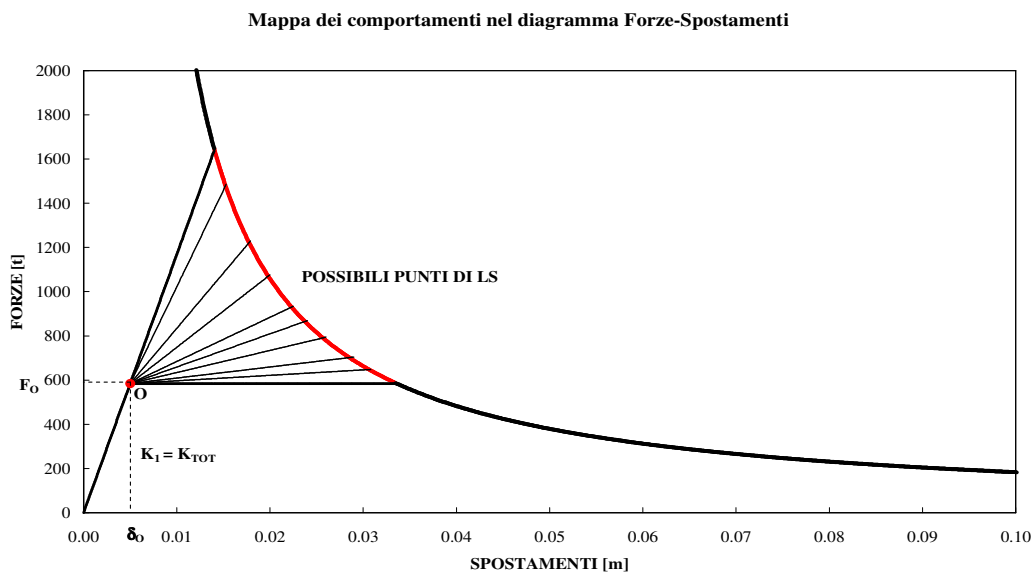


Figura 3.28 – Differenti valori di rigidità ammissibili per l'*obiettivo prestazionale* individuato dall'unione del *livello prestazionale* di "Life-Safe" con il *livello di intensità sismica* definito "Terremoto Raro" nel diagramma Forze-Spostamenti.

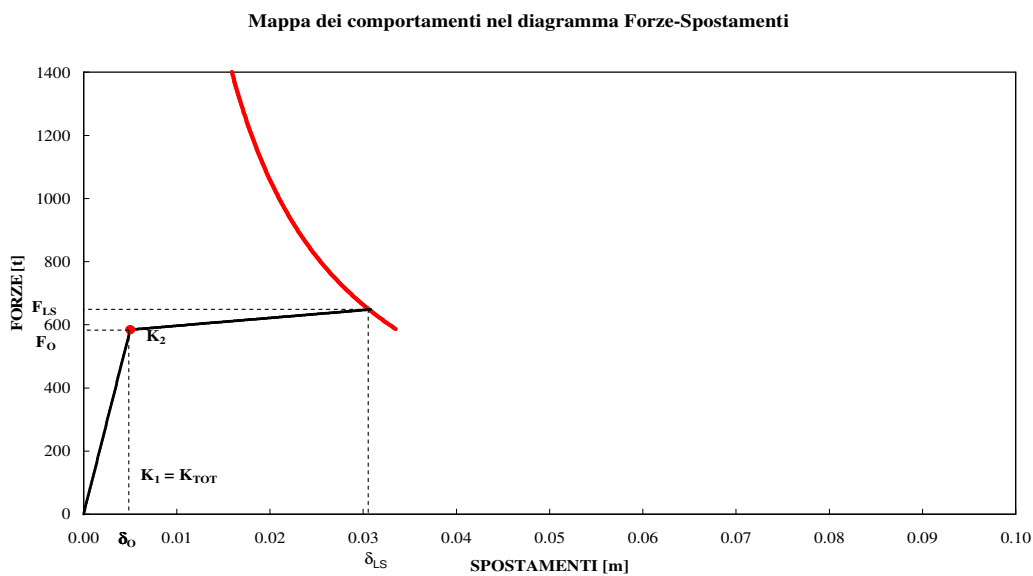


Figura 3.29 – Rigidità scelta per l'*obiettivo prestazionale* individuato dall'unione del *livello prestazionale* di "Life-Safe" con il *livello di intensità sismica* definito "Terremoto Raro" nel diagramma Forze-Spostamenti.

Facendo sempre riferimento al paragrafo 3.2, in cui è stato descritto il particolare dispositivo isteretico prodotta dalla ditta *Alga*, si evidenzia che il δ_h , scelto arbitrariamente per questo elemento, è pari a 0.0525m.

Dal momento che la "curva obiettivo" fin qui ottenuta interseca la curva in rosso a circa 0.03m, è possibile prolungare questo secondo tratto in modo che termini in corrispondenza di 0.0525m.

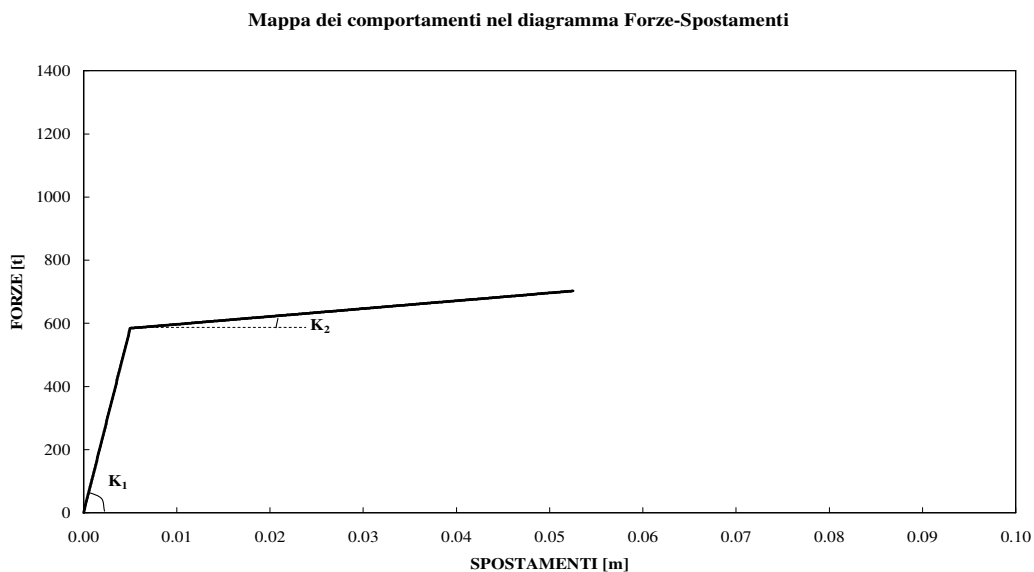


Figura 3.30 – Rappresentazione dei primi due rami della “*curva obiettivo*” nel diagramma Forze-Spostamenti.

3.3.2.3. “OBIETTIVO PRESTAZIONALE”: “NEAR-COLLAPSE” CON “TERREMOTO MOLTO RARO”

L'imposizione dell'“*obiettivo prestazionale*” individuato dall'unione del *livello prestazionale* di “*Near-Collapse*” con il *livello di intensità sismica* definito “*Terremoto Molto Raro*” consente di determinare il terzo ramo della “*curva obiettivo*”. E' il ramo di incrudimento che viene definito tenendo conto del fatto che $K_3 > K_2$.

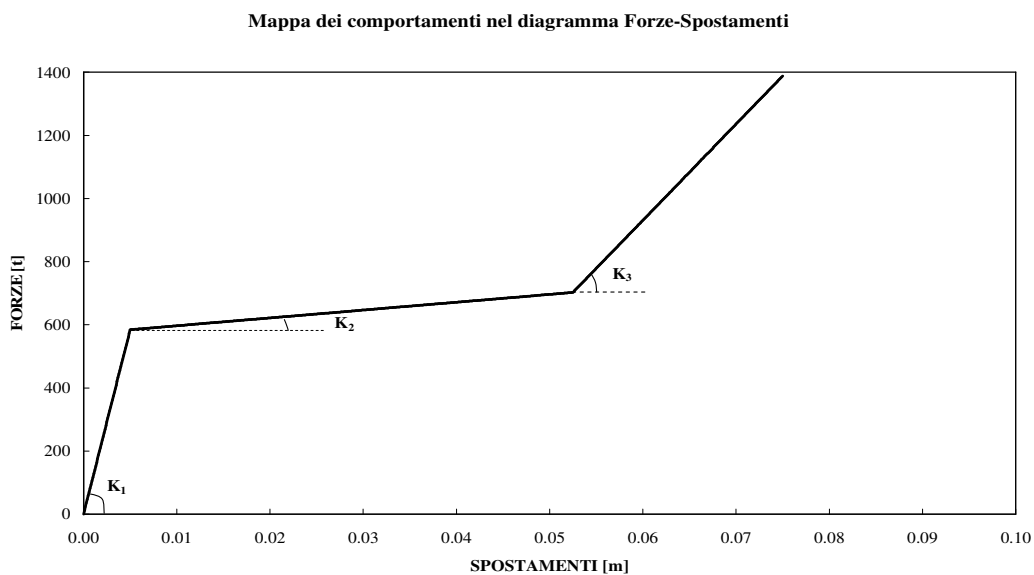


Figura 3.31 – Rappresentazione dei tre rami che costituiscono la “*curva obiettivo*” nel diagramma Forze-Spostamenti.

Considerando la descrizione del legame costitutivo del singolo *dispositivo isteretico* (par. 3.2), la rigidezza K_3 della “*curva obiettivo*” della struttura è, in un certo senso, definita in automatico dai vincoli imposti sulla rigidezza del terzo tratto e dallo spostamento ultimo del dispositivo, $\delta_u = 0.075\text{m}$.

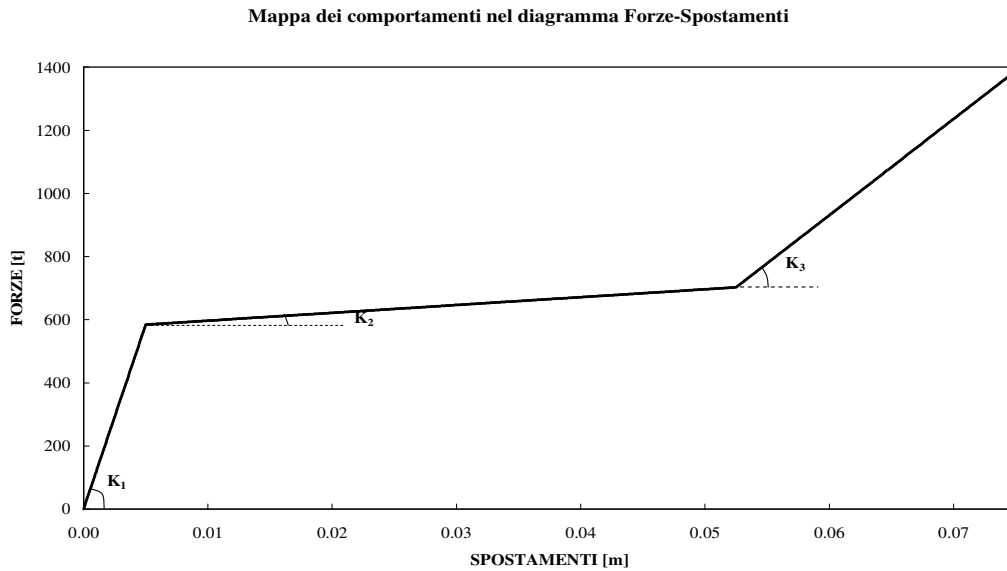


Figura 3.32 – Rappresentazione dei tre rami della “*curva obiettivo*” nel diagramma Forze-Spostamenti.

3.4. DIMENSIONAMENTO E PROGETTAZIONE DEL SISTEMA STRUTTURALE

Il dimensionamento del sistema strutturale di un edificio in grado di soddisfare gli “*obiettivi prestazionali*” definiti nei paragrafi precedenti e rappresentati graficamente dalla *Mappa dei Comportamenti* (fig. 3.32) viene effettuato attraverso l’applicazione dello “*Stiffness-Strength-Ductility-Design Approach*”. Tale metodo di progettazione, che è del tutto generale, in questo caso specifico, si avvale dell’utilizzo dei *dispositivi isteretici a forma di “stella”* come elementi resistenti alle azioni orizzontali.

Dopo aver progettato il tradizionale sistema strutturale di travi e pilastri come sistema resistente ai carichi verticali, si procede alla progettazione del sistema resistente ai carichi orizzontali costituito dai *dispositivi isteretici a forma di “stella”*.

Una volta nota la *curva obiettivo* dell’edificio in esame e il diagramma Forze-Spostamenti del sistema di pilastri, è opportuno definire da che tipo di elementi di controventamento deve essere costituito il sistema resistente alle azioni orizzontali, sulla base della rigidezza alla traslazione orizzontale e della forza che devono garantire.

Si decide che è opportuno inserire elementi di controventamento del tipo *dispositivi isteretici a forma di “stella”*, di cui è noto il legame costitutivo; è, quindi, necessario stabilire da quanti elementi di controventamento deve essere costituito il sistema resistente alle azioni orizzontali preso in considerazione.

La curva di progetto della struttura è ottenuta sommando i legami costitutivi ($F-\delta$) del sistema resistente alle azioni orizzontali costituito dai dissipatori presenti in una direzione con i legami costitutivi ($F-\delta$) dei pilastri disposti nella stessa direzione. Se, tracciando tale curva sul diagramma Forze-Spostamenti nel quale si riporta anche la *Mappa dei Comportamenti*, si intercettano i “*target points*”, gli “*obiettivi prestazionali*” risultano soddisfatti.

3.4.1. DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA RESISTENTE AI CARICHI VERTICALI: TRAVI E PILASTRI

Per il dimensionamento del sistema resistente ai carichi verticali si rimanda al capitolo inerente alla relazione di calcolo dell'edificio (cfr. § 3.1.11.1.).

3.4.2. DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA RESISTENTE AI CARICHI ORIZZONTALI IN DIREZIONE X

3.4.2.1. CONTRIBUTO FORNITO DAI PILASTRI IN DIREZIONE X

Considerando la porzione di struttura al di sopra del primo piano come un blocco rigido, si ha che la struttura in esame può essere considerata, in direzione x come un oscillatore semplice (Figura 3.35) caratterizzato dalla presenza di due rigidezze (molle) in parallelo.

Le due molle in ciascuna direzione rappresentano:

- la rigidezza alle azioni orizzontali dello *specifico sistema* resistente alle azioni orizzontali in direzione x, (dovuta ai *dispositivi isteretici* in direzione x);
- la rigidezza alle azioni orizzontali del *sistema di pilastri* progettati per sopportare i carichi verticali in direzione x, (28 pilastri in direzione x).

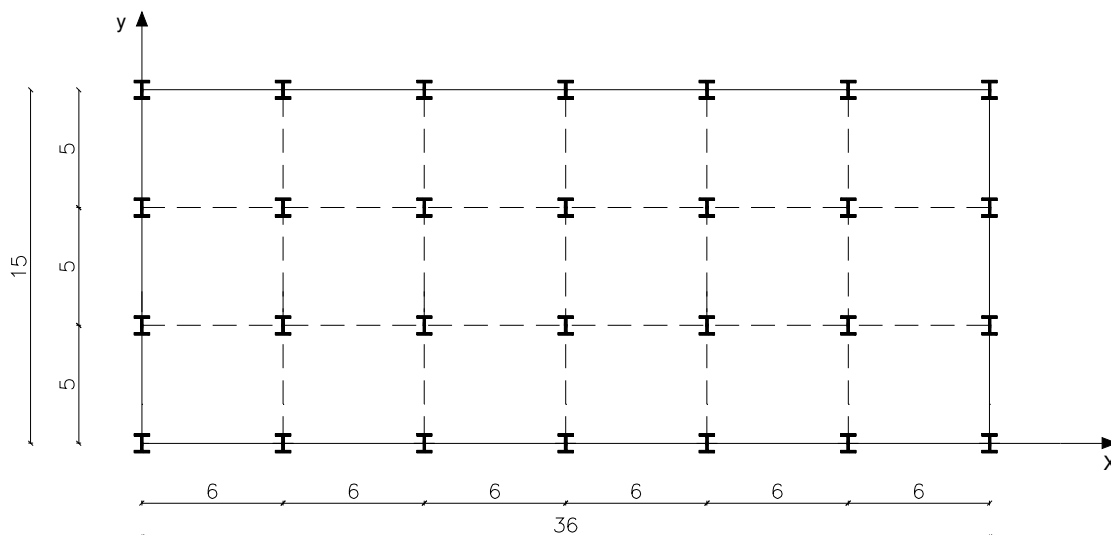


Figura 3.33 – Pianta dell'edificio.

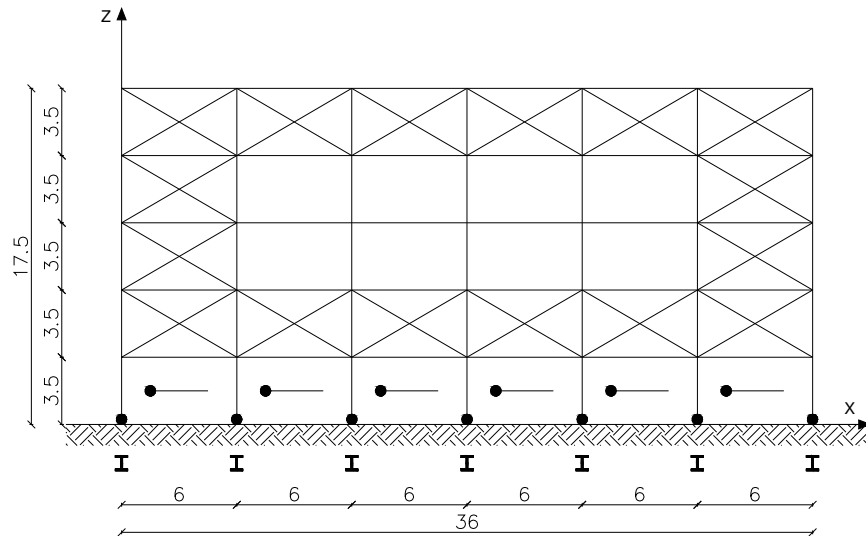


Figura 3.34 – Prospetto dell'edificio in direzione x.

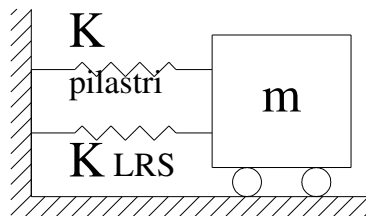


Figura 3.35 – Oscillatore semplice ad un grado di libertà (SDOF) equivalente alla struttura in figura 3.34.

Dove:

$$K_{\text{pilastri}} = \sum_{i=1}^{N_{\text{pilastri}}} k_{\text{singolo pilastro},i}$$

e

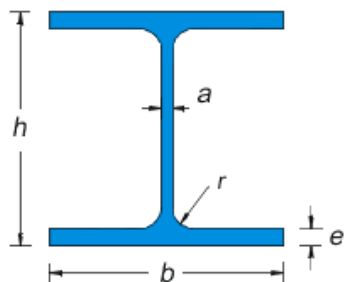
$$K_{\text{LRS}} = \sum_{i=1}^{N_{\text{LRC}}} k_{\text{LRC},i}$$

3.4.2.1.1. Calcolo della rigidezza alla traslazione orizzontale della pilastrata dell'edificio a cinque piani in direzione x

In direzione x i pilastri sono orientati nella direzione debole.

I pilastri sono HEB 300, le cui caratteristiche sono riportate nella Tabella 3.5.

Tabella 3.5: Geometria della sezione trasversale del pilastro (HEB300).

	$b = 300 \text{ mm}$	$J_x = 25170 \text{ cm}^4$
	$h = 300 \text{ mm}$	$J_y = 8563 \text{ cm}^4$
	$a = 11 \text{ mm}$	$W_x = 1678 \text{ cm}^3$
	$e = 19.0 \text{ mm}$	$W_y = 570.9 \text{ cm}^3$
	$r = 27 \text{ mm}$	$\rho_x = 12.99 \text{ cm}$
	peso = 117 kg/m	$\rho_y = 7.58 \text{ cm}$
	$A = 149.1 \text{ cm}^2$	

Ogni pilastrata viene a trovarsi nella condizione indicata nella figura seguente (Figura 3.36):

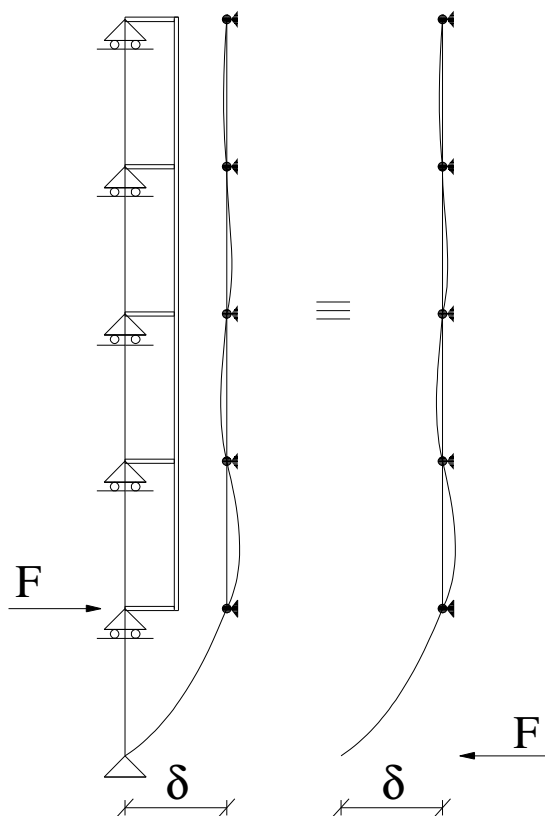


Figura 3.36 – Schema statico della pilastrata dell'edificio a cinque piani.

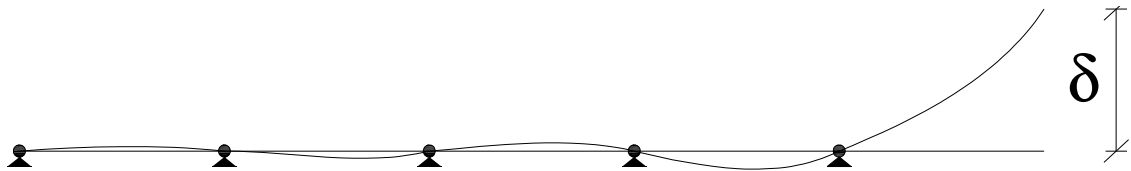


Figura 3.37 – Andamento della deformata della pilastrata dell'edificio a cinque piani derivante dalla risoluzione dello schema statico in fig. 3.36.

Il calcolo della rigidezza della pilastrata dell'edificio a cinque piani secondo lo schema statico riportato in Figura 3.36, viene effettuato con un calcolo realizzato in più fasi successive (fig.3.38); lo spostamento totale alla base del pilastro sarà dato dalla seguente relazione:

$$\delta = \delta_I + \delta_{II} + \delta_{III} + \delta_{IV}$$

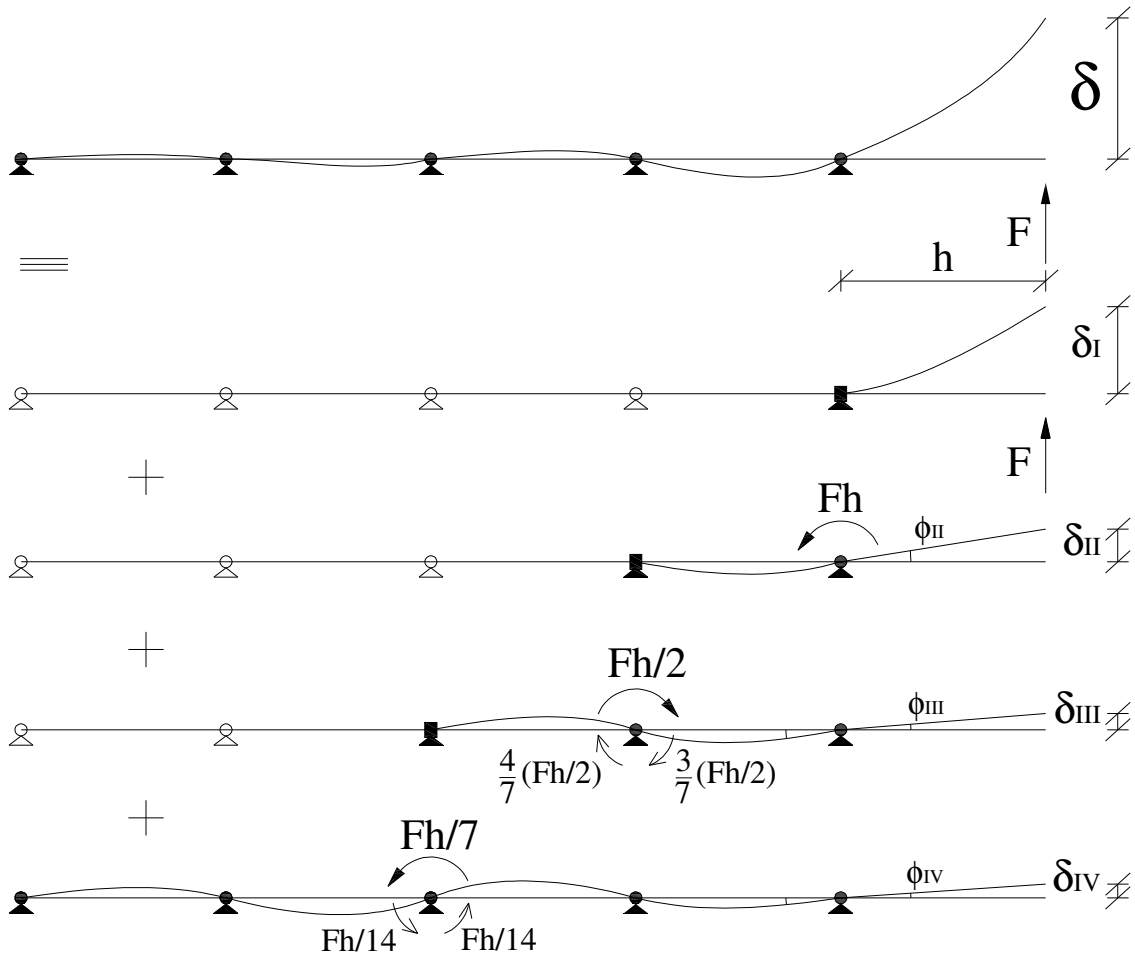


Figura 3.38– Applicazione del metodo dei vincoli ausiliari per la determinazione dello spostamento della pilastrata dell'edificio a cinque piani.

- I contributo:

$$\delta_I = \frac{1}{3} \frac{Fh^3}{EJ}$$

- II contributo:

$$\delta_{II} = \Phi_{II} \cdot h \quad \Phi_{II} = \frac{M}{4R} = \frac{Fh}{4 \frac{EJ}{h}} = \frac{Fh^2}{4EJ}$$

$$\delta_{II} = \frac{1}{4} \frac{Fh^3}{EJ}$$

- III contributo:

$$\delta_{III} = \Phi_{III} \cdot h \quad \Phi_{III} = \frac{M}{6R} = \frac{3}{14} \frac{Fh}{6 \frac{EJ}{h}} = \frac{Fh^2}{28EJ}$$

$$\delta_{III} = \frac{1}{28} \frac{Fh^3}{EJ}$$

- IV contributo:

$$\delta_{IV} = \Phi_{IV} \cdot h \quad \Phi_{IV} = \frac{M}{6R}$$

Per valutare il quarto contributo allo spostamento complessivo del pilastro si procede in due fasi successive come mostrato nella Figura 3.39:

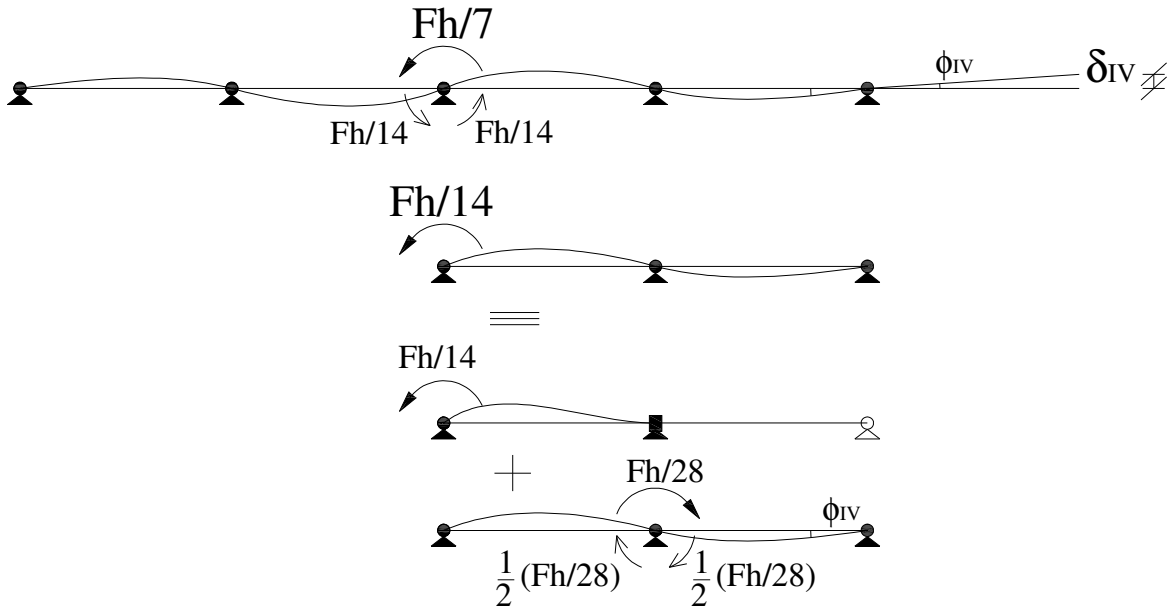


Figura 3.39 – Applicazione del metodo dei vincoli ausiliari per la determinazione del quarto contributo allo spostamento complessivo della pilastrata dell’edificio a cinque piani.

$$\Phi_{IV} = \frac{M}{6R} \quad M = \frac{Fh}{56EJ}$$

$$\Phi_{IV} = \frac{Fh^2}{336EJ}$$

$$\delta_{IV} = \frac{1}{336} \frac{Fh^3}{EJ}$$

Lo spostamento totale alla base del pilastro, risulta dunque:

$$\delta = \frac{1}{3} \frac{Fh^3}{EJ} + \frac{1}{4} \frac{Fh^3}{EJ} + \frac{1}{28} \frac{Fh^3}{EJ} + \frac{1}{336} \frac{Fh^3}{EJ} = \frac{209}{336} \frac{Fh^3}{EJ}$$

La rigidezza del pilastro risulta quindi pari a:

$$k = \frac{F}{\delta} = \frac{336}{209} \frac{EJ}{h^3} \cong 1.6 \frac{EJ}{h^3}$$

La rigidezza del singolo pilastro, quindi, risulta dalla relazione:

$$k_{\text{singolo pilastro}} = 1.6 \frac{EJ}{h^3}$$

dove h è l'altezza di interpiano.

La rigidezza alle azioni orizzontali dovuta alla presenza in direzione x di 28 pilastri, orientati nella direzione debole, risulta dalla relazione seguente:

$$K_{\text{pilastri}} = \sum_{i=1}^{28} k_{\text{singolo pilastro},i}$$

$$\begin{aligned} K_{\text{pilastri}} &= \sum_{i=1}^{28} k_{\text{singolo pilastro},i} = 28 \cdot k_{\text{singolo pilastro},i} = 28 \cdot 1.6 \frac{EJ_y}{h^3} = \\ &= 28 \cdot \frac{1.6 \cdot 2100000 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right] \cdot 8563 [\text{cm}^4]}{350^3 [\text{cm}^3]} = 18790 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} = 1879 \frac{\text{t}}{\text{m}} \end{aligned}$$

3.4.2.1.2. Spostamento di snervamento del sistema di pilastri

Nell'Appendice C, al paragrafo C.1.1.3., è stato calcolato lo spostamento di snervamento per la sezione HEB300 del pilastro disposta secondo la sua direzione debole. In corrispondenza di questo spostamento, secondo lo schema statico adottato, si raggiunge il momento di snervamento nella sezione maggiormente sollecitata. Lo spostamento di snervamento del sistema di pilastri è lo stesso di quello calcolato per il singolo pilastro:

$$\delta_y = 4.92 \text{ cm} = 0.0492 \text{ m}$$

3.4.2.1.3. Spostamento ultimo

Lo spostamento ultimo viene valutato modellando lo schema statico in SAP2000. In corrispondenza del primo piano viene applicata una forza costante in grado di generare un taglio alla base pari, circa, al valore di forza che si avrebbe in corrispondenza del momento ultimo della sezione disposta secondo la sua direzione debole. Lo spostamento che si registra in questa condizione è il valore considerato circa pari allo spostamento ultimo:

$$\delta_u = 10.16 \text{ cm} = 0.1016 \text{ m}$$

quindi un valore molto elevato rispetto allo spostamento di snervamento.

Di conseguenza, non si commette un grave errore se si considera che, per lo schema statico in esame, il diagramma Forze-Spostamenti del singolo pilastro, e di conseguenza anche quello dei 28 pilastri lavoranti in direzione x, sia elastico-lineare fino al raggiungimento della forza di snervamento e, successivamente, sia perfettamente plastico.

Nota la rigidità iniziale e lo spostamento snervamento di ciascun pilastro è possibile calcolare la forza snervamento e successivamente tracciare sul diagramma Forze-Spostamenti la retta che individua il contributo dato dai pilastri in una direzione alla resistenza alle azioni orizzontali, come mostrato in Figura 3.40.

La forza orizzontale che determina il raggiungimento dello spostamento snervamento del sistema di pilastri risulta:

$$F_{y \text{ pilastri}} = K_{\text{pilastri}} \cdot \delta_{y \text{ pilastri}}$$

$$F_{y \text{ pilastri}} = 1879 \frac{\text{t}}{\text{m}} \cdot 0.0492 = 92.44 \text{ t}$$

Considerando, inoltre, il diagramma Forze-Spostamenti dei 28 pilastri lavoranti in una direzione perfettamente plastico si ha:

$$F_u = F_y = 92.44 \text{ t}$$

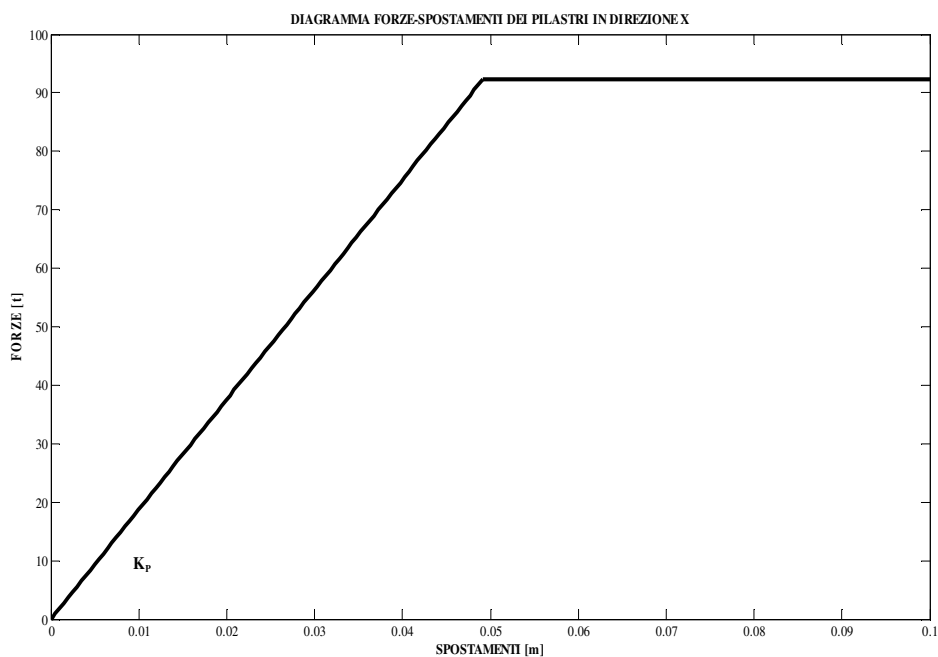


Figura 3.40 – Diagramma Forze-Spostamenti dei pilastri in direzione x.

3.4.2.2. PROGETTAZIONE DEL SISTEMA DI DISPOSITIVI ISTERETICI DA REALIZZARSI IN CORRISPONDENZA DEL PRIMO PIANO IN DIREZIONE X

Dopo aver valutato la rigidità alle azioni orizzontali del sistema di pilastri in direzione x (cfr. § 3.4.2.1.1), resta da effettuare il dimensionamento dello *specifico sistema resistente alle azioni orizzontali (LRS)* costituito dai *dispositivi isteretici a forma di “stella”* in modo che il comportamento globale della struttura sia tale da soddisfare gli *“obiettivi prestazionali”* individuati nella *Mappa dei Comportamenti*.

Si ricorda che, per quanto riguarda il singolo elemento resistente alle azioni orizzontali, il legame costitutivo è già noto; è necessario, comunque, capire quanti dispositivi utilizzare e dove andarli ad inserire.

3.4.2.2.1. Rigidità del sistema resistente alle azioni orizzontali

La rigidità iniziale, che può essere definita anche *“rigidità obiettivo”* poiché richiesta al sistema per soddisfare le prestazioni di cui si è parlato in precedenza, viene indicata con il simbolo K_{tot} e vale:

$$K_{tot} = 116872 \frac{t}{m}$$

La rigidità alle azioni orizzontali, fornita dai pilastri, e indicata con il simbolo K_p , (o in modo equivalente con il simbolo K_v , o con il simbolo K_{min}), e vale:

$$K_p = K_v = K_{min} = 1879 \frac{t}{m}$$

Risulta evidente che, poiché la rigidità alle azioni orizzontali, fornita dai pilastri, K_p , è inferiore rispetto alla rigidità iniziale di obiettivo, K_{tot} , sarà necessario introdurre tra piano terra e piano primo un numero di elementi di controventamento di tipo *dispositivi isteretici a forma di “stella”* in grado di fornire una rigidità (indicata con i simboli δK , o K_{LRS} , o K_h), alle azioni orizzontali pari a:

$$\delta K = K_{LRS} = K_h = K_{tot} - K_p = 116872 - 1879 = 114993 \frac{t}{m}$$

Lo *specifico sistema resistente alle azioni orizzontali*, (Lateral Resisting System, LRS), deve essere in grado di fornire una rigidità alle azioni orizzontali in ambito elastico lineare pari a 114993 t/m come mostra la Figura 3.41.

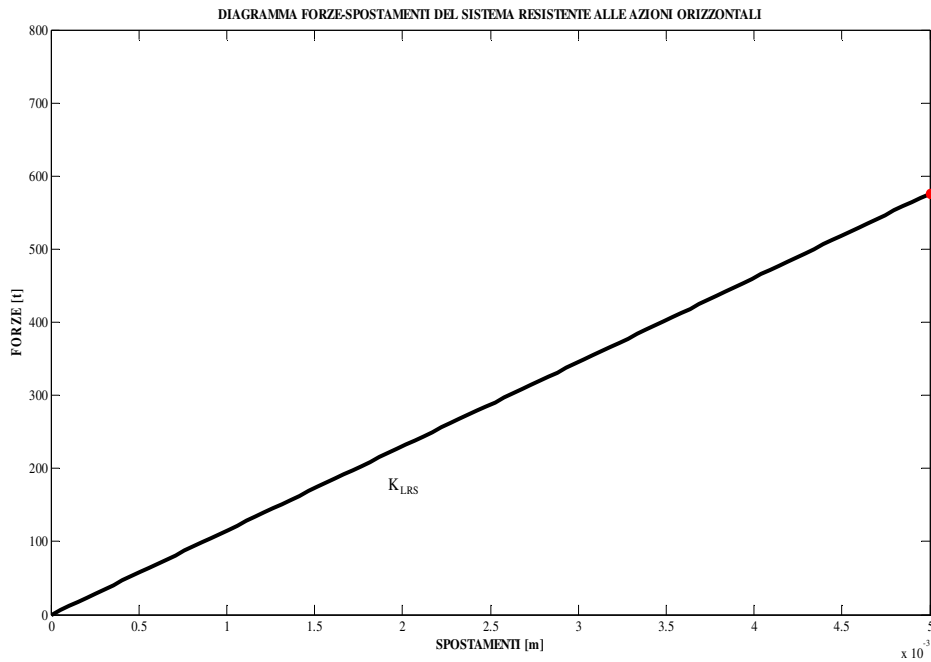


Figura 3.41 – Diagramma Forze–Spostamenti dello specifico sistema resistente alle azioni orizzontali: Lateral Resisting System (LRS) in direzione x.

Quindi ciascuno degli elementi resistenti alle azioni orizzontali, (Lateral Resisting Components, LRCs) che vanno a costituire il Lateral Resisting System, LRS, deve essere in grado di garantire una rigidezza alle azioni orizzontali in ambito elastico lineare pari a:

$$K_{1,LRC} = \frac{K_{1,LRS}}{n}$$

dove n è il numero di elementi resistenti alle azioni orizzontali disposti in direzione x.

3.4.2.2.2. Forza del sistema resistente alle azioni orizzontali

La rigidezza iniziale, che può essere definita anche “*rigidezza obiettivo*” poiché richiesta al sistema per soddisfare le prestazioni di cui si è parlato in precedenza, viene indicata con il simbolo K_{tot} e vale:

$$K_{tot} = 116872 \frac{t}{m}$$

Ciascuno degli elementi resistenti alle azioni orizzontali, (Lateral Resisting Components, LRCs) che vanno a costituire il Lateral Resisting System, LRS, deve snervarsi a uno spostamento δ_y , pari a 0.5 cm, che è il valore imposto dalla ditta produttrice.

Nota la rigidezza che deve garantire il sistema resistente alle azioni orizzontali, (Lateral Resisting System, LRS), e noto lo spostamento di snervamento di ciascun Lateral Resisting

Component, e quindi anche lo snervamento dello stesso Lateral Resisting System, LRS, è possibile ricavare il valore della forza di primo snervamento del sistema resistente alle azioni orizzontali; infatti, si ha:

$$F_{y1,LRS} = K_{LRS} \cdot \delta_{y,LRS} = 114993 \left[\frac{t}{m} \right] \cdot 0.005[m] = 574.97 t$$

3.4.2.2.3. Scelta dell'elemento resistente alle azioni orizzontali

Noti i valori di rigidezza e forza che devono essere garantiti dal sistema resistente alle azioni orizzontali:

$$K_{1,LRS} = 114993 \frac{t}{m}$$

$$F_{y1,LRS} = 574.97 t$$

si procede con la scelta del tipo di elemento di controventamento da inserire tra piano terra e primo piano: *dispositivo isteretico a forma di "stella"*, di cui è già stato descritto il legame costitutivo (par.3.2.).

3.4.2.2.4. Numero di elementi resistenti alle azioni orizzontali da disporre in direzione x

Si calcola il valore di forza $F_{y1,LRC}$ per ciascun singolo dispositivo, ipotizzando un numero massimo di 20 stelle:

$$F_{y1,LRC} = n \cdot 12kN = 20 \cdot 12kN = 20 \cdot 1.2t = 24t$$

Così facendo, la rigidezza del singolo elemento di controventamento è:

$$K_{1,LRC} = \frac{F_{y1,LRC}}{\delta_y} = \frac{24 t}{0.005m} = 4800 \frac{t}{m}$$

Per determinare il numero di dispositivi da impiegare si considera il rapporto:

$$n = \frac{F_{y1,LRS}}{F_{y1,LRC}} = \frac{574.97t}{24t} = 24 \text{dispositivi}$$

Dal momento che il modello piano in direzione x della struttura presa in esame è costituito da 6 campate, si ipotizza di disporre due elementi resistenti alle azioni orizzontali in ogni

campata, tra il piano terra e il primo piano, in corrispondenza di ciascuna facciata, per un totale di 24 dispositivi.

Avendo ipotizzato l'impiego di *dispositivi isteretici a forma di "stella"*, prodotti dalla ditta *Alga* e caratterizzati da un determinato legame costitutivo, l'intero sistema resistente alle azioni orizzontali (LRS) è caratterizzato da una forza:

$$F_{y1,LRS} = 24 \cdot 24t = 576t$$

In questo modo, si determina il primo *target point* ottenuto dall'accoppiamento dello spostamento di primo snervamento del sistema resistente alle azioni orizzontali, il cui valore è fisso e pari a 0.005 m e dalla forza ad esso corrispondente: $(\delta_{y1}, F_{y1,LRS}) = (0.005m, 576t)$.

La rigidezza che si ricava da tale accoppiamento è data dal rapporto dei due valori:

$$K_{1,LRS} = \frac{F_{y1,LRS}}{\delta_{y1}} = \frac{576t}{0.005m} = 115200 \frac{t}{m}$$

La rigidezza $K_{2,LRC}$ viene assunta pari allo 0.53% della rigidezza del tratto elastico $K_{1,LRC}$.

$$K_{2,LRC} = 0.53\% \cdot K_{1,LRC} = 0.0053 \cdot 4800 \frac{t}{m} = 25.26 \frac{t}{m}$$

Per l'intero sistema resistente alle azioni orizzontali costituito dai 24 dispositivi $K_{2,LRS}$ è, quindi, pari a:

$$K_{2,LRS} = 0.53\% \cdot K_{1,LRS} = 0.0053 \cdot 115200 \frac{t}{m} = 606.32 \frac{t}{m}$$

Considerando che :

$$\delta_h = 0.0525m \quad \Rightarrow \quad F_{h,LRS} = 604.8t$$

Si determina, così, il secondo *target point* ottenuto dall'accoppiamento dello spostamento δ_h , il cui valore è scelto arbitrariamente, e dalla forza ad esso corrispondente:

$$(\delta_h, F_{h,LRS}) = \left(0.0525m, 604.8 \frac{t}{m} \right).$$

La rigidezza $K_{3,LRC}$ viene assunta pari al 50% della rigidezza del tratto elastico $K_{1,LRC}$.

$$K_{3,LRC} = 27\% \cdot K_{1,LRC} = 0.27 \cdot 4800 \frac{t}{m} = 1280 \frac{t}{m}$$

Per l'intero sistema resistente alle azioni orizzontali costituito dai 24 dispositivi $K_{3,LRS}$ è, quindi, pari a:

$$K_{3,LRS} = 27\% \cdot K_{1,LRS} = 0.27 \cdot 115200 \frac{t}{m} = 30720 \frac{t}{m}$$

Considerando che:

$$\delta_u = 0.075m \quad \Rightarrow \quad F_{u,LRS} = 1296t$$

Si determina, così, il terzo *target point* ottenuto dall'accoppiamento dello spostamento δ_u , il cui valore è fisso, e dalla forza ad esso corrispondente: $(\delta_u, F_{u,LRS}) = \left(0.075m, 1296 \frac{t}{m}\right)$.

3.4.2.3. CURVA DI PROGETTO PER LA STRUTTURA IN DIREZIONE X

Nel presente paragrafo viene mostrato il procedimento da seguire per determinare la curva di progetto del sistema resistente ai carichi orizzontali della struttura, una volta individuate le curve di legame costitutivo (F- δ) del sistema resistente alle azioni orizzontali costituito dai *dispositivi isteretici a forma di "stella"*.

3.4.2.3.1. Schematizzazione del legame costitutivo (F-d) del Lateral Resisting System

Avendo disposto 12 elementi resistenti alle azioni orizzontali su ciascuna facciata e considerando che nel modello piano in direzione x della struttura presa in esame si hanno 6 campate, è necessario prendere in considerazione il legame costitutivo (F- δ) di quattro *dispositivi isteretici a forma di "stella"*, riportato in Figura 3.42:

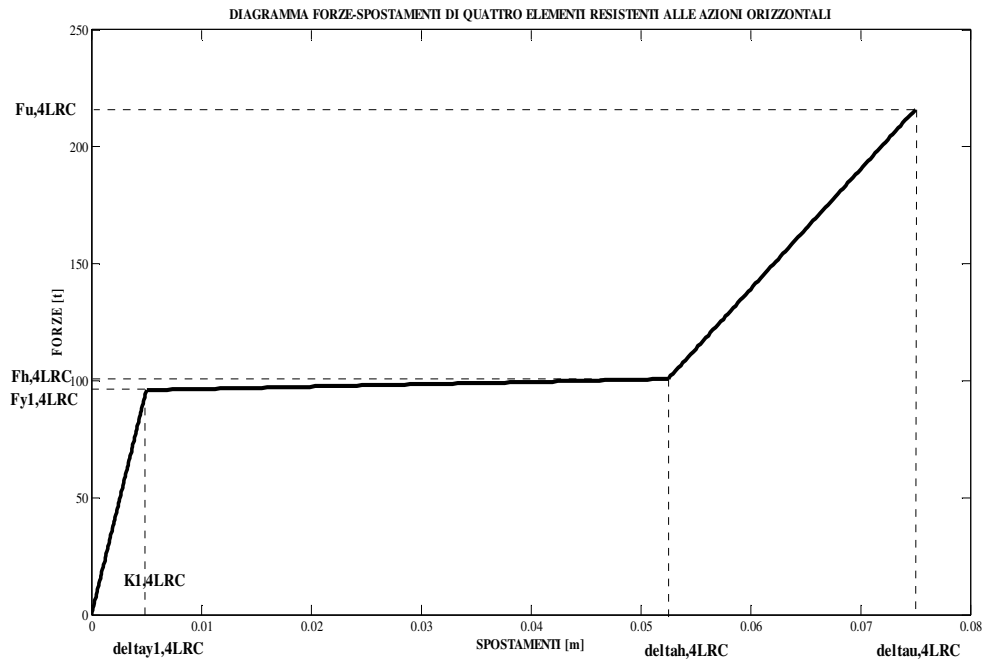


Figura 3.42 – Diagramma Forze-Spostamenti di quattro elementi resistenti alle azioni orizzontali in direzione x.

Il primo tratto è la rigidezza iniziale dei quattro *dispositivi isteretici a forma di “stella”* e vale :

$$K_{1,4LRC} = 4 \cdot K_{1,LRC} = 4 \cdot 4800 \frac{t}{m} = 19200 \frac{t}{m}$$

La tensione e lo spostamento di snervamento dei quattro *dispositivi isteretici a forma di “stella”* risultano pari a:

$$F_{y1,4LRC} = 4 \cdot F_{y1,LRC} = 4 \cdot 24t = 96 \text{ t}$$

$$\delta_{y1,4LRC} = 0.005 \text{ m}$$

La rigidezza del secondo tratto del digramma Forze–Spostamenti vale, invece:

$$K_{2,4LRC} = 4 \cdot K_{2,LRC} = 4 \cdot 25.26 \frac{t}{m} = 101.04 \frac{t}{m}$$

Nel secondo tratto la tensione e lo spostamento dei quattro *dispositivi isteretici a forma di “stella”* risultano pari a:

$$F_{h,LRC} = \frac{604.8t}{24} = 25.2t$$

$$F_{h,4LRC} = 4 \cdot F_{h,LRC} = 4 \cdot 25.2t = 100.8 \text{ t}$$

$$\delta_{h,4LRC} = 0.0525 \text{ m}$$

La rigidezza del terzo tratto del digramma Forze–Spostamenti vale, invece:

$$K_{3,4LRC} = 4 \cdot K_{3,4LRC} = 4 \cdot 1280 \frac{t}{m} = 5120 \frac{t}{m}$$

La tensione e lo spostamento ultimo dei quattro *dispositivi isteretici a forma di “stella”* risultano pari a:

$$F_{u,LRC} = \frac{1296t}{24} = 54t$$

$$F_{u,4LRC} = 4 \cdot F_{u,LRC} = 4 \cdot 54t = 216 t$$

$$\delta_{u,4LRC} = 0.075 m$$

Questa schematizzazione (Figura 3.42) è indispensabile per poter modellare i *dispositivi isteretici a forma di “stella”* tramite degli NL-Link (Multilinear Plastic di tipo Kinematic) con il programma *SAP2000* (cfr. § 3.5.1.1.) che verranno utilizzati nella fase finale di verifica della struttura. Le grandezze che serviranno per operare tale modellazione sono quelle che consentono di delineare il legame costitutivo dei dissipatori vengono di seguito elencate:

- la rigidità iniziale, $K_{1,4LRC}$, dei quattro *dispositivi isteretici*;
- lo spostamento di snervamento, $\delta_{y1,4LRC}$, dei quattro *dispositivi isteretici*;
- la forza di snervamento, $F_{y1,4LRC}$, dei quattro *dispositivi isteretici*;
- lo spostamento intermedio, $\delta_{h,4LRC}$, dei quattro *dispositivi isteretici*;
- la forza intermedia $F_{h,4LRC}$, dei quattro *dispositivi isteretici*;
- lo spostamento ultimo, $\delta_{u,4LRC}$, dei quattro *dispositivi isteretici*;
- la forza ultima, $F_{u,4LRC}$, dei quattro *dispositivi isteretici*.

Moltiplicando per sei la schematizzazione del legame costitutivo ottenuto per quattro dissipatori, avendo così il numero totale di *dispositivi isteretici a forma di “stella”* disposti lungo la direzione x, si ottiene la curva (F- δ) del Lateral Resisting System, LRS:

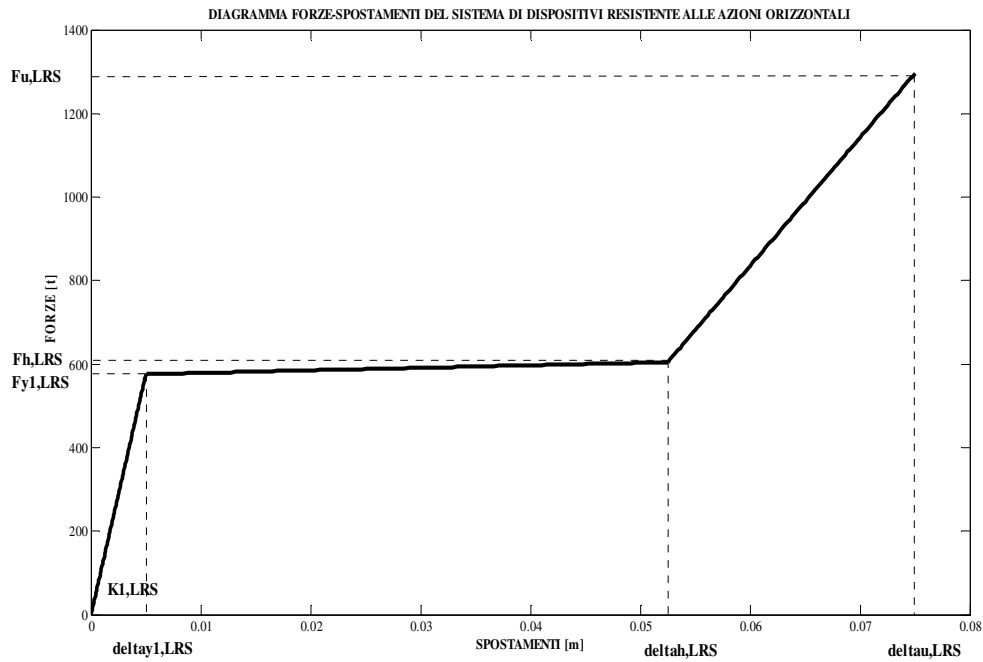


Figura 3.43 – Diagramma Forze-Spostamenti del Lateral Resisting System costituito da 24 dispositivi isteretici in direzione x.

3.4.2.3.2. Curva di progetto

L'ultimo passo necessario per determinare la curva di progetto del sistema resistente alle azioni orizzontali della struttura consiste nel sommare alla curva di legame costitutivo del Lateral Resisting System quella relativa ai pilastri. Infatti, pilastri e *dispositivi isteretici* costituiscono le due rigidezze, che lavorano in parallelo, dell'oscillatore semplice con cui è stato modellato l'edificio (cfr. § 3.4.2.).

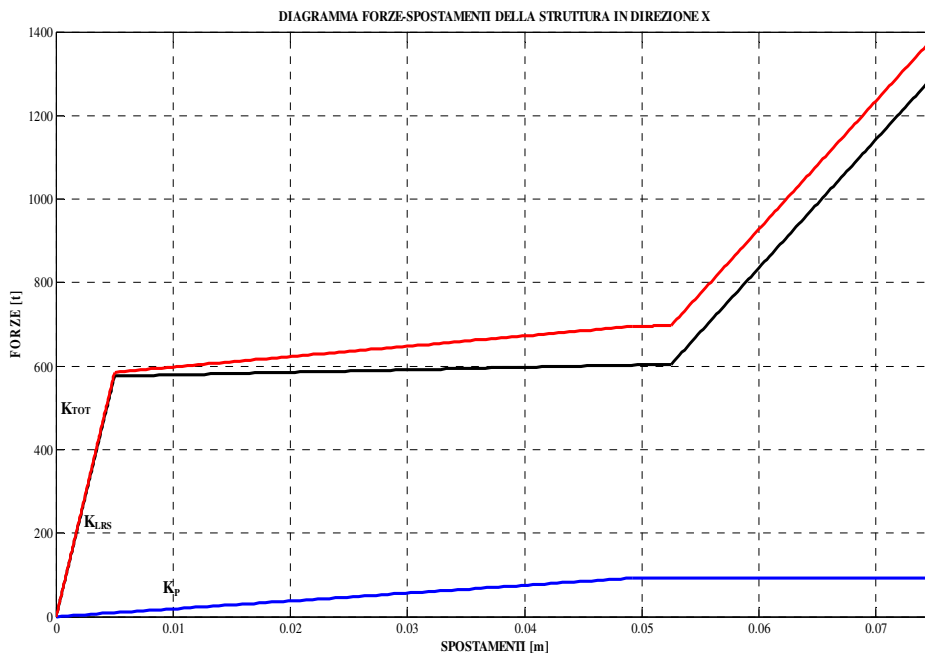


Figura 3.44 – Diagramma Forze-Spostamenti della struttura in direzione x.

Risulta significativo visualizzare la *curva di progetto* della struttura nella *Mappa dei comportamenti* della stessa in modo da verificare il raggiungimento degli “*obiettivi prestazionali*” imposti nella fase di progettazione.

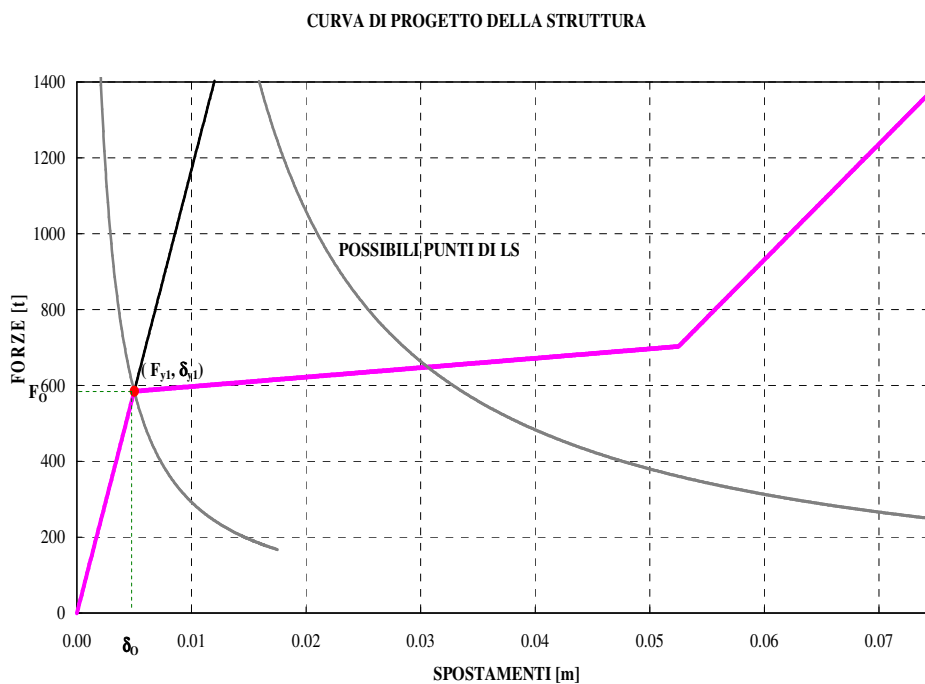


Figura 3.45 – Diagramma Forze-Spostamenti complessivo della struttura sulla *Mappa dei Comportamenti*.

3.4.3. DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA RESISTENTE AI CARICHI ORIZZONTALI IN DIREZIONE Y

3.4.3.1. CONTRIBUTO FORNITO DAI PILASTRI IN DIREZIONE Y

Considerando la porzione di struttura al di sopra del primo piano come un blocco rigido, si ha che, anche in direzione y la struttura in esame può essere considerata come un oscillatore semplice (Figura 3.35) caratterizzato dalla presenza di due rigidezze (molle) in parallelo.

Per questo motivo, anche nel caso della direzione y si valuta il comportamento del sistema di pilastri alle azioni orizzontali in modo analogo a quanto fatto per la direzione x , (par. 3.4.2.1.1.), in quanto lo schema statico di riferimento è sempre lo stesso (Figura 3.36).

In Figura 3.46 viene riportato, per chiarezza, il prospetto dell'edificio in direzione y , in cui si può notare che, in questo caso, i pilastri hanno la sezione disposta secondo la propria direzione forte.

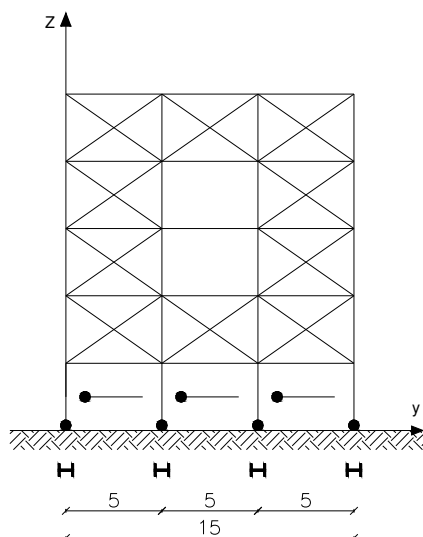
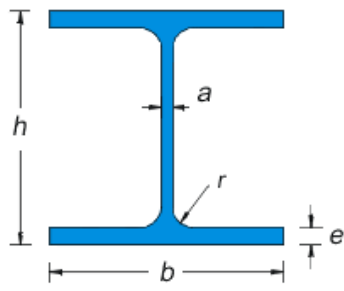


Figura 3.46 – Prospetto dell'edificio in direzione y .

Questo aspetto è da tenere in conto nel calcolo della rigidezza alla traslazione orizzontale della pilastrata, in quanto cambia il valore del momento di inerzia J da considerare.

Si riportano nuovamente di seguito le caratteristiche della sezione HEB300, in modo da rendere più chiara l'operazione.

Tabella 3.6: Geometria della sezione trasversale del pilastro (HEB300).

	$b = 300 \text{ mm}$	$J_x = 25170 \text{ cm}^4$
	$h = 300 \text{ mm}$	$J_y = 8563 \text{ cm}^4$
	$a = 11 \text{ mm}$	$W_x = 1678 \text{ cm}^3$
	$e = 19.0 \text{ mm}$	$W_y = 570.9 \text{ cm}^3$
	$r = 27 \text{ mm}$	$\rho_x = 12.99 \text{ cm}$
	peso = 117 kg/m	$\rho_y = 7.58 \text{ cm}$
	$A = 149.1 \text{ cm}^2$	

La rigidezza alle azioni orizzontali dovuta alla presenza in direzione y di 28 pilastri, orientati nella direzione forte, risulta dalla relazione seguente:

$$\begin{aligned}
 K_{\text{pilastri}} &= \sum_{i=1}^{28} k_{\text{singolo pilastro},i} \\
 K_{\text{pilastri}} &= \sum_{i=1}^{28} k_{\text{singolo pilastro},i} = 28 \cdot k_{\text{singolo pilastro},i} = 28 \cdot 1.6 \frac{EJ_y}{h^3} = \\
 &= 28 \cdot \frac{1.6 \cdot 2100000 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right] \cdot 25170 [\text{cm}^4]}{350^3 [\text{cm}^3]} = 55230 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} = 5523 \frac{\text{t}}{\text{m}}
 \end{aligned}$$

3.4.3.1.1. Spostamento di snervamento del sistema di pilastri

Nell'Appendice C, al paragrafo C.2.1.3., è stato calcolato lo spostamento di snervamento per la sezione HEB300 del pilastro disposta secondo la sua direzione forte. In corrispondenza di questo spostamento, secondo lo schema statico adottato, si raggiunge il momento di snervamento nella sezione maggiormente sollecitata. Lo spostamento di snervamento del sistema di pilastri è lo stesso di quello calcolato per il singolo pilastro:

$$\delta_y = 4.89 \text{ cm} = 0.0489 \text{ m}$$

3.4.3.1.2. Spostamento ultimo

Lo spostamento ultimo viene valutato modellando lo schema statico in SAP2000. In corrispondenza del primo piano viene applicata una forza costante in grado di generare un taglio alla base pari, circa, al valore di forza che si avrebbe in corrispondenza del momento ultimo della sezione disposta secondo la sua direzione forte. Lo spostamento che si registra in questa condizione è il valore considerato circa pari allo spostamento ultimo:

$$\delta_u = 95.67 \text{ cm} = 0.9567 \text{ m}$$

quindi un valore molto elevato rispetto allo spostamento di snervamento.

Di conseguenza, non si commette un grave errore se si considera che, per lo schema statico in esame, il diagramma Forze-Spostamenti del singolo pilastro, e di conseguenza anche quello dei 28 pilastri lavoranti in direzione y , sia elastico-lineare fino al raggiungimento della forza di snervamento e, successivamente, sia perfettamente plastico.

Nota la rigidezza iniziale e lo spostamento snervamento di ciascun pilastro è possibile calcolare la forza snervamento e successivamente tracciare sul diagramma Forze-Spostamenti la retta che individua il contributo dato dai pilastri in una direzione alla resistenza alle azioni orizzontali, come mostrato in Figura 3.47.

La forza orizzontale che determina il raggiungimento dello spostamento snervamento del sistema di pilastri risulta:

$$F_{y \text{ pilastri}} = K_{\text{pilastri}} \cdot \delta_{y \text{ pilastri}}$$

$$F_{y \text{ pilastri}} = 5523 \frac{\text{t}}{\text{m}} \cdot 0.0489 = 270.07 \text{ t}$$

Considerando, inoltre, il diagramma Forze-Spostamenti dei 28 pilastri lavoranti in una direzione perfettamente plastico si ha:

$$F_u = F_y = 270.07 \text{ t}$$

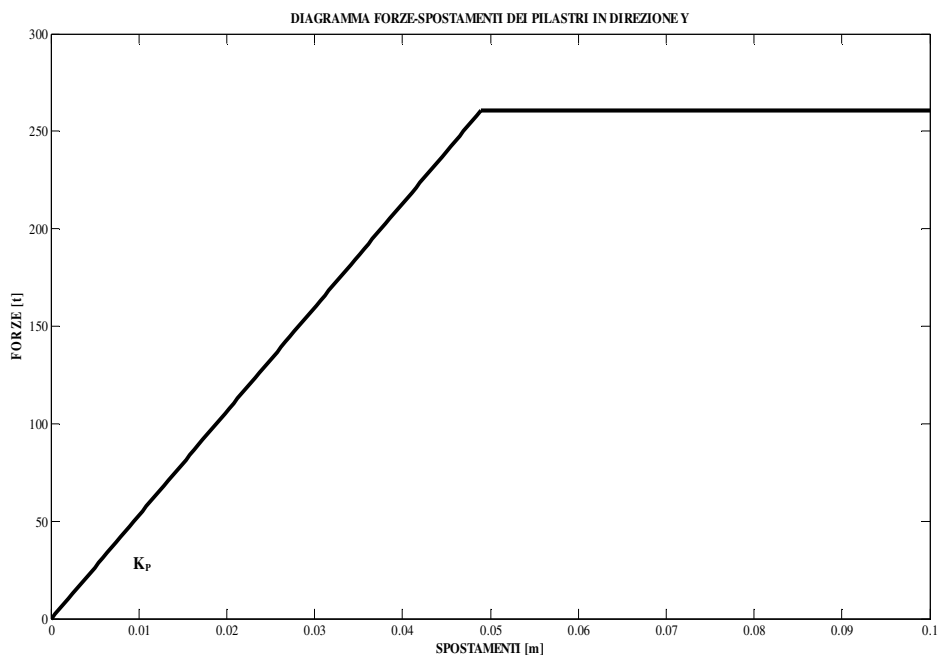


Figura 3.47 – Diagramma Forze-Spostamenti dei pilastri in direzione y.

3.4.3.2. PROGETTAZIONE DEL SISTEMA DI DISPOSITIVI ISTERETICI DA REALIZZARSI IN CORRISPONDENZA DEL PRIMO PIANO IN DIREZIONE Y

Dopo aver valutato la rigidezza alle azioni orizzontali del sistema di pilastri in direzione y (cfr. § 3.4.3.1.), resta da effettuare il dimensionamento dello *specifico sistema resistente alle azioni orizzontali (LRS)* costituito dai *dispositivi isteretici a forma di “stella”* in modo che il comportamento globale della struttura sia tale da soddisfare gli *“obiettivi prestazionali”* individuati nella *Mappa dei Comportamenti*.

Si ricorda che, per quanto riguarda il singolo elemento resistente alle azioni orizzontali, il legame costitutivo è già noto; è necessario, comunque, capire quanti dispositivi utilizzare e dove andarli ad inserire

3.4.3.2.1. Rigidità del sistema resistente alle azioni orizzontali

La rigidità iniziale, che può essere definita anche *“rigidità obiettivo”* poiché richiesta al sistema per soddisfare le prestazioni di cui si è parlato in precedenza, viene indicata con il simbolo K_{tot} e vale:

$$K_{\text{tot}} = 116872 \frac{\text{t}}{\text{m}}$$

La rigidezza alle azioni orizzontali, fornita dai pilastri, e indicata con il simbolo K_p , (o in modo equivalente con il simbolo K_v , o con il simbolo K_{min}), e vale:

$$K_p = K_v = K_{\text{min}} = 5523 \frac{\text{t}}{\text{m}}$$

Risulta evidente che, poiché la rigidezza alle azioni orizzontali, fornita dai pilastri, K_p , è inferiore rispetto alla rigidezza iniziale di obiettivo, K_{tot} , sarà necessario introdurre tra piano terra e piano primo un numero di elementi di controventamento di tipo *dispositivi isteretici a forma di “stella”* in grado di fornire una rigidezza (indicata con i simboli δK , o K_{LRS} , o K_h), alle azioni orizzontali pari a:

$$\delta K = K_{\text{LRS}} = K_h = K_{\text{tot}} - K_p = 116872 - 5523 = 111349 \frac{\text{t}}{\text{m}}$$

Lo *specifico sistema resistente alle azioni orizzontali*, (Lateral Resisting System, LRS), deve essere in grado di fornire una rigidezza alle azioni orizzontali in ambito elastico lineare pari a 111349 t/m come mostra la Figura 3.48.

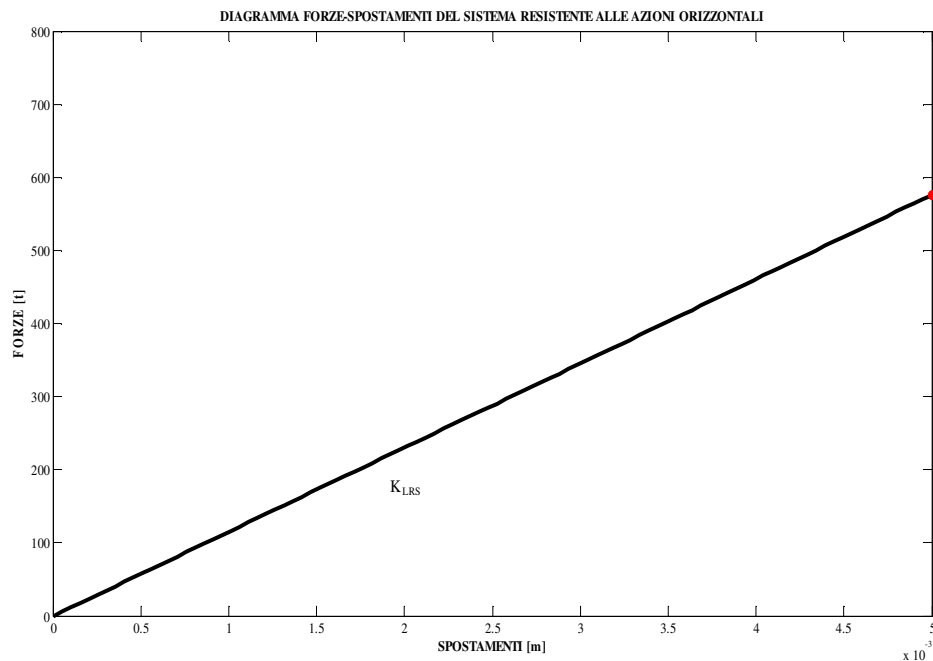


Figura 3.48 – Diagramma Forze–Spostamenti dello specifico sistema resistente alle azioni orizzontali: Lateral Resisting System (LRS) in direzione y.

Quindi ciascuno degli elementi resistenti alle azioni orizzontali, (Lateral Resisting Components, LRCs) che vanno a costituire il Lateral Resisting System, LRS, deve essere in grado di garantire una rigidezza alle azioni orizzontali in ambito elastico lineare pari a:

$$K_{1,LRC} = \frac{K_{1,LRS}}{n}$$

dove n è il numero di elementi resistenti alle azioni orizzontali disposti in direzione x .

3.4.3.2.2. Forza del sistema resistente alle azioni orizzontali

La rigidità iniziale, che può essere definita anche “*rigidità obiettivo*” poiché richiesta al sistema per soddisfare le prestazioni di cui si è parlato in precedenza, viene indicata con il simbolo K_{tot} e vale:

$$K_{tot} = 116872 \frac{t}{m}$$

Ciascuno degli elementi resistenti alle azioni orizzontali, (Lateral Resisting Components, LRCs) che vanno a costituire il Lateral Resisting System, LRS, deve snervarsi a uno spostamento δ_{y1} , pari a 0.5 cm, che è il valore imposto dalla ditta produttrice.

Nota la rigidità che deve garantire il sistema resistente alle azioni orizzontali, (Lateral Resisting System, LRS), e noto lo spostamento di snervamento di ciascun Lateral Resisting Component, e quindi anche lo snervamento dello stesso Lateral Resisting System, LRS, è possibile ricavare il valore della forza di primo snervamento del sistema resistente alle azioni orizzontali; infatti, si ha:

$$F_{y1,LRS} = K_{LRS} \cdot \delta_{y,LRS} = 111349 \left[\frac{t}{m} \right] \cdot 0.005[m] = 556.75 t$$

3.4.3.2.3. Numero di elementi resistenti alle azioni orizzontali da disporre in direzione y

Si calcola il valore di forza $F_{y1,LRC}$ per ciascun singolo dispositivo, ipotizzando un numero massimo di 20 stelle:

$$F_{y1,LRC} = n \cdot 12kN = 20 \cdot 12kN = 20 \cdot 1.2t = 24t$$

Così facendo, la rigidità del singolo elemento di controventamento è:

$$K_{1,LRC} = \frac{F_{y1,LRC}}{\delta_y} = \frac{24 t}{0.005m} = 4800 \frac{t}{m}$$

Per determinare il numero di dispositivi da impiegare si considera il rapporto:

$$n = \frac{F_{y1,LRS}}{F_{y1,LRC}} = \frac{556.75t}{24t} = 24 \text{dispositivi}$$

Dal momento che il modello piano in direzione y della struttura presa in esame è costituita da 3 campate, innanzitutto, si ipotizza di disporre due elementi resistenti alle azioni orizzontali in ogni campata, tra il piano terra e il primo piano, in corrispondenza di ciascuna facciata; in più, si dispongono i restanti 12 dispositivi, con lo stesso criterio, in due telai interni all'edificio. Il totale è sempre di 24 dispositivi.

Avendo ipotizzato sempre l'impiego di *dispositivi isteretici a forma di "stella"*, prodotti dalla ditta *Alga* e caratterizzati da un determinato legame costitutivo, il sistema resistente alle azioni orizzontali (LRS) è identico a quello impiegato nel caso del modello piano in direzione x . Per chiarezza vengono riportati i valori di forza e spostamento caratteristici di tale sistema, fondamentali per poter individuare il proprio legame costitutivo.

$$\begin{array}{lll} \delta_{y1} = 0.005\text{m} & F_{y1,\text{LRS}} = 576\text{t} & K_{1,\text{LRS}} = 115200 \frac{\text{t}}{\text{m}} \\ \delta_h = 0.0525\text{m} & F_{h,\text{LRS}} = 604.8\text{t} & K_{2,\text{LRS}} = 0.53\% \cdot K_{1,\text{LRS}} = 606.32 \frac{\text{t}}{\text{m}} \\ \delta_u = 0.075\text{m} & F_{u,\text{LRS}} = 1296\text{t} & K_{3,\text{LRS}} = 27\% \cdot K_{1,\text{LRS}} = 30720 \frac{\text{t}}{\text{m}} \end{array}$$

3.4.3.3. CURVA DI PROGETTO PER LA STRUTTURA IN DIREZIONE Y

Nel presente paragrafo si mostrerà il procedimento da seguire per determinare la curva di progetto del sistema resistente ai carichi orizzontali della struttura, una volta individuate le curve di legame costitutivo ($F-\delta$) del sistema resistente alle azioni orizzontali costituito dai *dispositivi isteretici a forma di "stella"*.

3.4.3.3.1. Schematizzazione del legame costitutivo ($F-\delta$) del Lateral Resisting System

Nel caso del modello piano in direzione y si dispongono 6 elementi resistenti alle azioni orizzontali su ciascuna facciata e 12 elementi resistenti alle azioni orizzontali in due telai interni all'edificio. Considerando in tale modello si hanno 3 campate, è necessario, anche in questo caso, prendere in considerazione il legame costitutivo ($F-\delta$) di otto *dispositivi isteretici a forma di "stella"*, riportato in Figura 3.49:

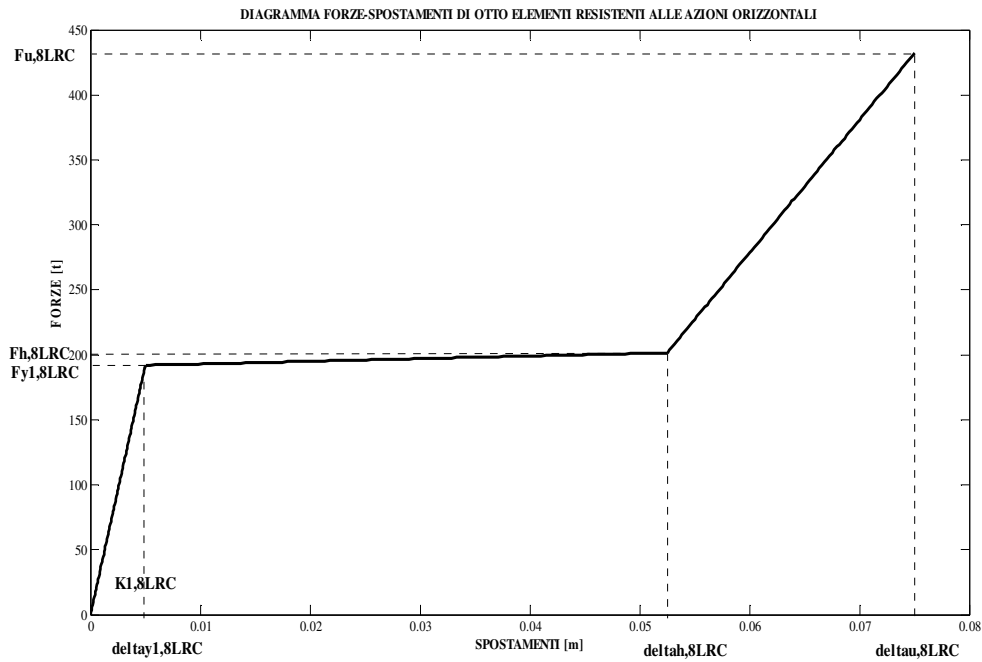


Figura 3.49 – Diagramma Forze-Spostamenti di otto elementi resistenti alle azioni orizzontali in direzione y.

Il primo tratto è la rigidità iniziale di otto *dispositivi isteretici a forma di “stella”* e vale :

$$K_{1,8LRC} = 8 \cdot K_{1,LRC} = 8 \cdot 4800 \frac{t}{m} = 38400 \frac{t}{m}$$

La tensione e lo spostamento di snervamento degli otto *dispositivi isteretici a forma di “stella”* risultano pari a:

$$F_{y1,8LRC} = 8 \cdot F_{y1,LRC} = 8 \cdot 24t = 192 \text{ t}$$

$$\delta_{y1,8LRC} = 0.005 \text{ m}$$

La rigidità del secondo tratto del digramma Forze–Spostamenti vale, invece:

$$K_{2,8LRC} = 8 \cdot K_{2,LRC} = 8 \cdot 25.26 \frac{t}{m} = 202.08 \frac{t}{m}$$

Nel secondo tratto la tensione e lo spostamento degli otto *dispositivi isteretici a forma di “stella”* risultano pari a:

$$F_{h,8LRC} = 8 \cdot F_{h,LRC} = 8 \cdot 25.2t = 201.6 \text{ t}$$

$$\delta_{h,8LRC} = 0.0525 \text{ m}$$

La rigidità del terzo tratto del digramma Forze–Spostamenti vale, invece:

$$K_{3,8LRC} = 8 \cdot K_{3,LRC} = 8 \cdot 1280 \frac{t}{m} = 10240 \frac{t}{m}$$

La tensione e lo spostamento ultimo degli otto *dispositivi isteretici a forma di “stella”* risultano pari a:

$$F_{u,8LRC} = 8 \cdot F_{u,LRC} = 8 \cdot 54t = 432 t$$

$$\delta_{u,8LRC} = 0.075 m$$

Come ricordato in precedenza, questa schematizzazione (Figura 3.49) è indispensabile per poter modellare i *dispositivi isteretici a forma di “stella”* tramite degli NL-Link (Multilinear Plastic di tipo Kinematic) con il programma *SAP2000* (cfr. § 3.5.4.1.) che verranno utilizzati nella fase finale di verifica della struttura. Le grandezze che serviranno per operare tale modellazione sono quelle che consentono di delineare il legame costitutivo dei dissipatori vengono di seguito elencate:

- la rigidezza iniziale, $K_{1,8LRC}$, degli otto *dispositivi isteretici*;
- lo spostamento di snervamento, $\delta_{y1,8LRC}$, degli otto *dispositivi isteretici*;
- la forza di snervamento, $F_{y1,8LRC}$, degli otto *dispositivi isteretici*;
- lo spostamento intermedio, $\delta_{h,8LRC}$, degli otto *dispositivi isteretici*;
- la forza intermedia $F_{h,8LRC}$, degli otto *dispositivi isteretici*;
- lo spostamento ultimo, $\delta_{u,8LRC}$, degli otto *dispositivi isteretici*;
- la forza ultima, $F_{u,8LRC}$, degli otto *dispositivi isteretici*.

Moltiplicando per tre la schematizzazione del legame costitutivo ottenuto per otto dissipatori, avendo così il numero totale di *dispositivi isteretici a forma di “stella”* disposti lungo la direzione y, si ottiene la curva (F- δ) del Lateral Resisting System, LRS:

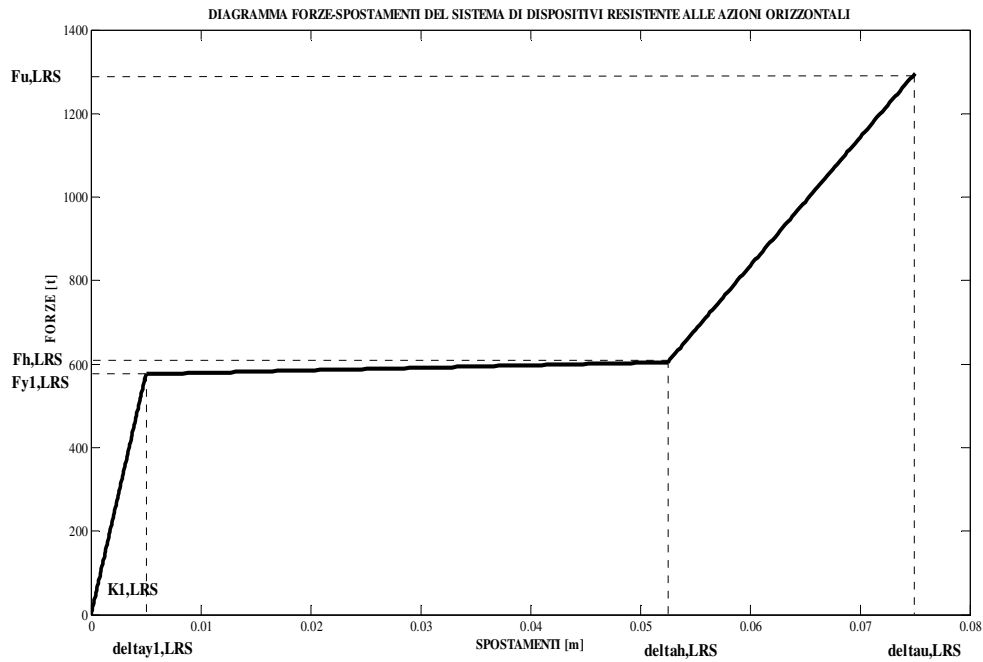


Figura 3.50 – Diagramma Forze-Spostamenti del Lateral Resisting System costituito da 24 dispositivi isteretici in direzione y.

3.4.3.3.2. Curva di progetto

L'ultimo passo necessario per determinare la curva di progetto del sistema resistente alle azioni orizzontali della struttura consiste nel sommare alla curva di legame costitutivo del Lateral Resisting System quella relativa ai pilastri. Infatti, pilastri e dispositivi isteretici costituiscono le due rigidezze, che lavorano in parallelo, dell'oscillatore semplice con cui è stato modellato l'edificio (cfr. § 3.4.3.).

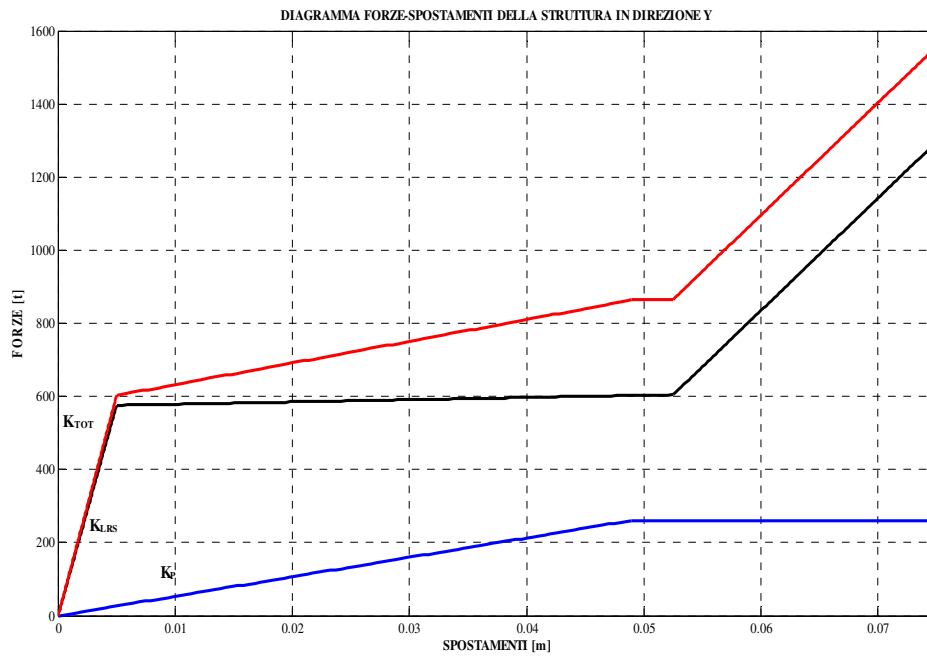


Figura 3.51 – Diagramma Forze-Spostamenti della struttura in direzione y.

Risulta significativo visualizzare la *curva di progetto* della struttura nella *Mapa dei comportamenti* della stessa in modo da verificare il raggiungimento degli “obiettivi prestazionali” imposti nella fase di progettazione.

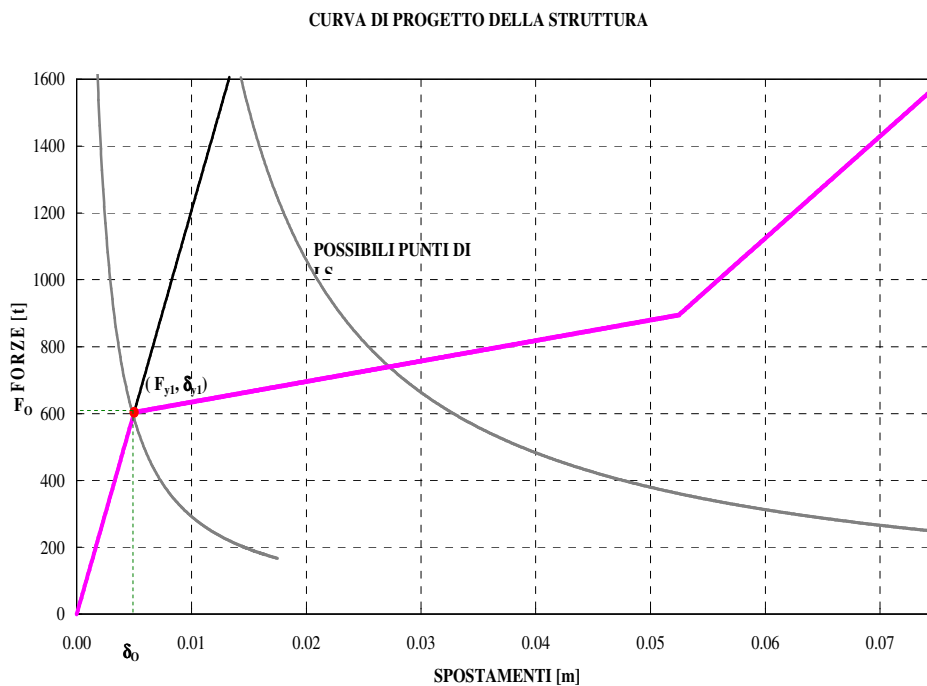


Figura 3.52 – Diagramma Forze-Spostamenti complessivo della struttura sulla *Mapa dei Comportamenti*.

3.5. ANALISI E VERIFICA DELLA STRUTTURA

La struttura in acciaio a cinque piani, oggetto della presente tesi, è costituita da una maglia strutturale regolare (6 m x 5 m) e da un'altezza di interpiano costante di 3.5 m (Figure 3.53 - 3.54).

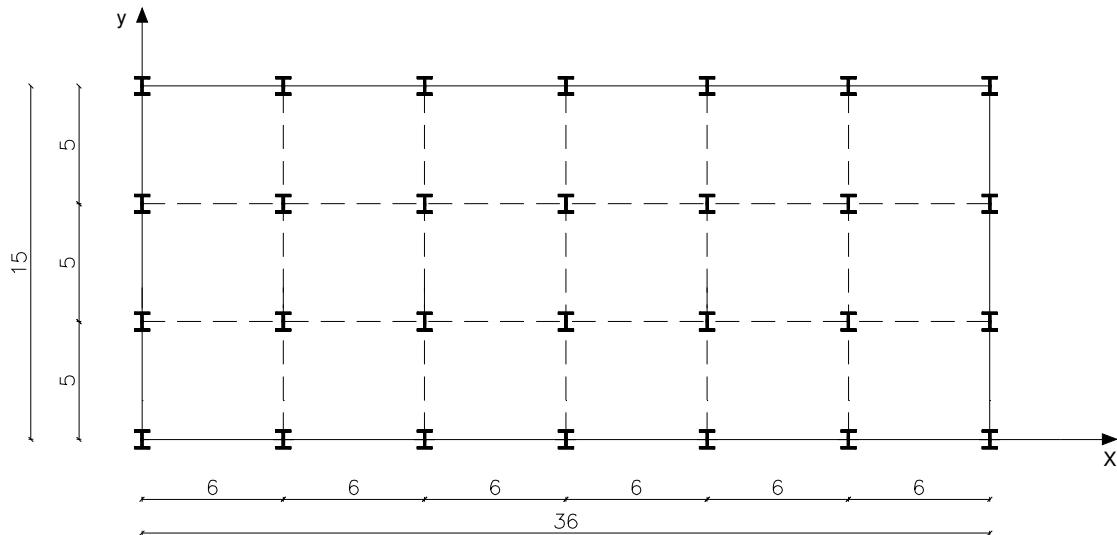


Figura 3.53 – Pianta dell'edificio.

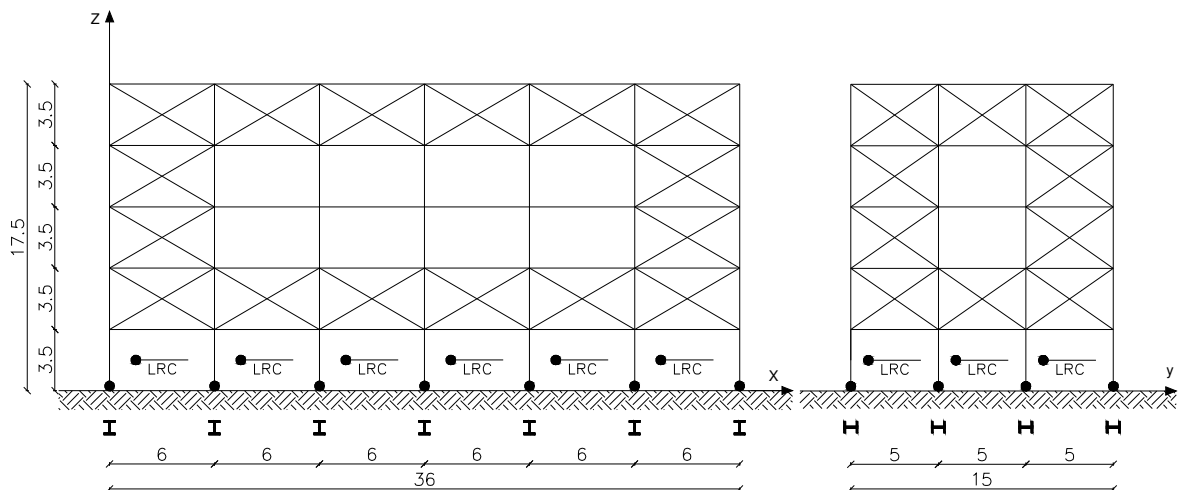


Figura 3.54 – Prospetti dell'edificio in direzione x e y.

I pilastri sono stati orditi secondo la loro direzione debole rispetto alla direzione x e, quindi, secondo la loro direzione forte rispetto alla direzione y; il numero di *dispositivi isteretici a forma di "stella"* disposti in ciascuna direzione è lo stesso.

Viene studiato il comportamento di un modello piano nella direzione x e nella direzione y per verificare l'effettivo comportamento della struttura sotto sisma.

L'analisi viene effettuata attraverso l'utilizzo del programma SAP2000 facendo riferimento ad un *modello piano della struttura in direzione x e in direzione y* .

Per quanto riguarda il modello piano in *direzione x* si pensa di schiacciare i quattro telai disposti in quella direzione in un unico telaio; invece, relativamente alla *direzione y* , vengono schiacciati i sette telai disposti in quella direzione in un unico telaio.

3.5.1. MODELLO IN DIREZIONE X

Il modello piano del telaio in direzione x , riportato nella figura seguente (Figura 3.55) è stato ottenuto schiacciando tutti i quattro telai presenti in direzione x , in un unico telaio.

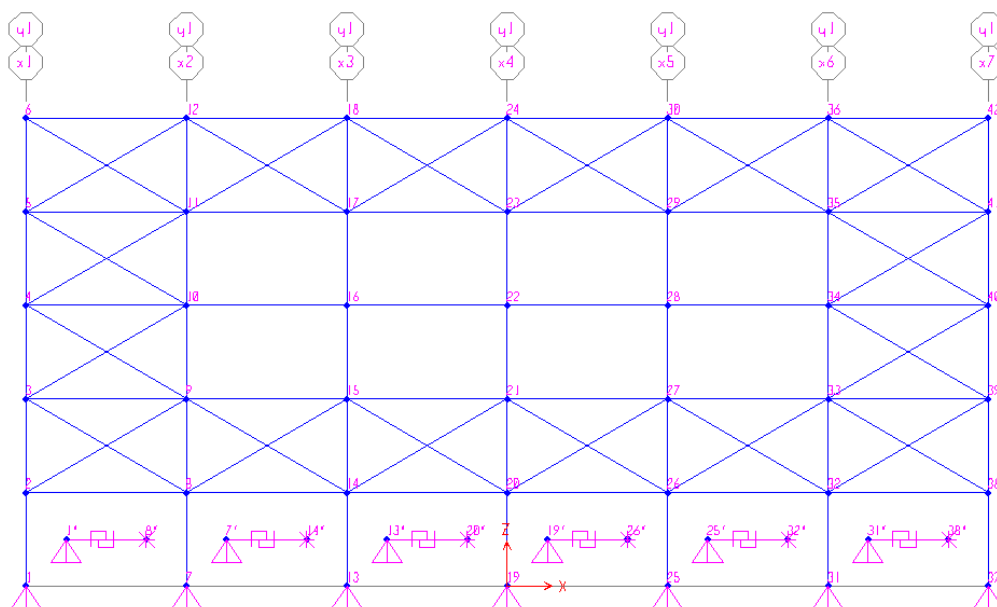


Figura 3.55 – Modello piano dell'edificio in direzione x .

Si definiscono le sezioni come da progetto (cfr. § 3.1.11.):

- travi: HEB340;
- pilastri: HEB300;
- diagonali: UPN260.

Si realizza una struttura pendolare inserendo le cerniere nei nodi di travi e diagonali in modo da impedire la trasmissione di momento flettente.

La massa dell'edificio viene attribuita disponendo delle masse concentrate nei nodi della struttura.

3.5.1.1. MODELLAZIONE DEGLI ELEMENTI RESISTENTI ALLE AZIONI ORIZZONTALI MEDIANTE DEI MULTILINEAR PLASTIC DI TIPO KINEMATIC

I *dispositivi isteretici a forma di “stella”* vengono modellati mediante l'utilizzo di Link a comportamento non lineare.

In particolar modo, quattro elementi resistenti alle azioni orizzontali vengono modellati con un NL-Link, quindi, in una direzione si dispongono 6 NL-Link, in quanto i dispositivi isteretici disposti in direzione x sono in totale 24.

Ciascun NL-Link viene disegnato come un elemento orizzontale, nelle cui estremità vengono riportati gli stessi vincoli presenti, rispettivamente, nei nodi di base e nei nodi di primo piano, attraverso l'utilizzo di *Restraints* e *Constraints* di piano. Infatti, i nodi dell'NL-Link sono denominati attraverso un apice. Nella rappresentazione grafica dell'NL-Link appare, quindi, una cerniera nella sua estremità sinistra che blocca lo spostamento; mentre nella sua estremità destra un nodo in cui viene bloccata la traslazione in direzione verticale e la rotazione, (Figura 3.56). Quest'ultimo, inoltre, è caratterizzato anche da un *Equal*, lo stesso presente nel nodo corrispondente al primo piano, in modo da garantire lo stesso spostamento in direzione x. Tale *Equal* viene riportato anche nei nodi presenti su tutta l'altezza della pilastrata, in modo da garantire un comportamento il più simile possibile a quello di un oscillatore semplice. In ogni NL-Link si definisce un *Equal* differente.

I parametri richiesti dal programma SAP 2000 per modellare ciascuno dei quattro elementi resistenti alle azioni orizzontali attraverso un NL-Link di tipo Multilinear Plastic Kinematic, sono:

- Effective Stiffness;
- Multi-Linear Force-Deformation Definition;

Nella figura seguente (Figura 4.) sono riportate le immagini tratte dal manuale di SAP 2000, che spiegano le proprietà dell' NL-Link, chiamato “*Multilinear Plastic (Kinematic)*”:

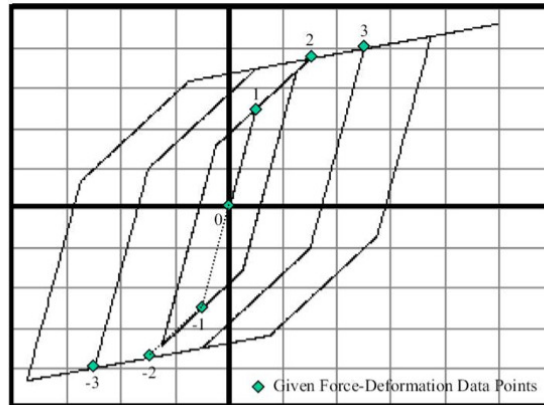


Figura 3.56 – Figura 6.9 a pagina 87 del manuale di SAP 2000, che mostra le proprietà dell'elemento plastico con incrudimento cinematico.

Si riportano in una tabella (Tabella 3.7) i parametri con cui è stato schematizzato il diagramma Forze-Spostamenti dei quattro elementi resistenti alle azioni orizzontali, a partire dal legame costitutivo fornito dalla ditta produttrice per il singolo dispositivo isteretico, così come mostrato nel paragrafo 3.4.2.2.

Tabella 3.7: Parametri con cui è stato schematizzato il diagramma Forze-Spostamenti dei quattro elementi resistenti alle azioni orizzontali.

PARAMETRI: 4 LRCs	
rigidezza iniziale, K_1 [t/m]	19200
spostamento di snervamento, δ_y [m]	0.005
forza di snervamento, F_y [t]	96
spostamento, δ_h [m]	0.0525
forza, F_h [t]	100.8
spostamento ultimo [m]	0.075
forza ultima [t]	216

Nella Figura 3.57 è riportata la finestra del programma in cui si sono andati ad inserire i parametri necessari per definire l'NL-Link chiamato Multilinear Plastic.

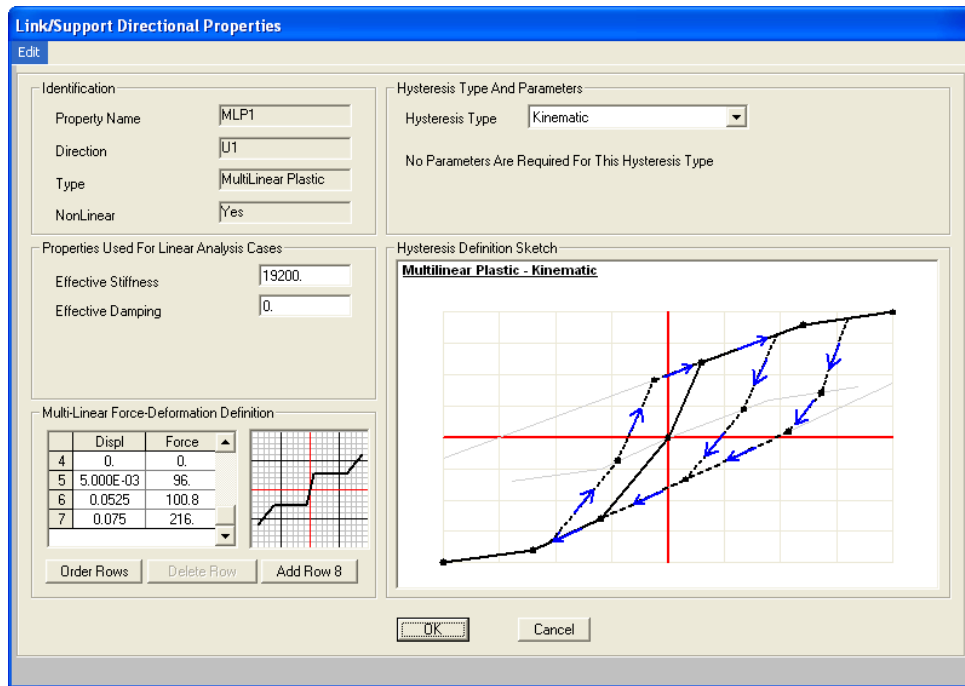


Figura 3.57 – Parametri necessari per definire l’NL-Link chiamato Multilinear Plastic di tipo Kinematic.

Si riporta il modello piano dell’edificio in direzione x realizzato con SAP 2000:

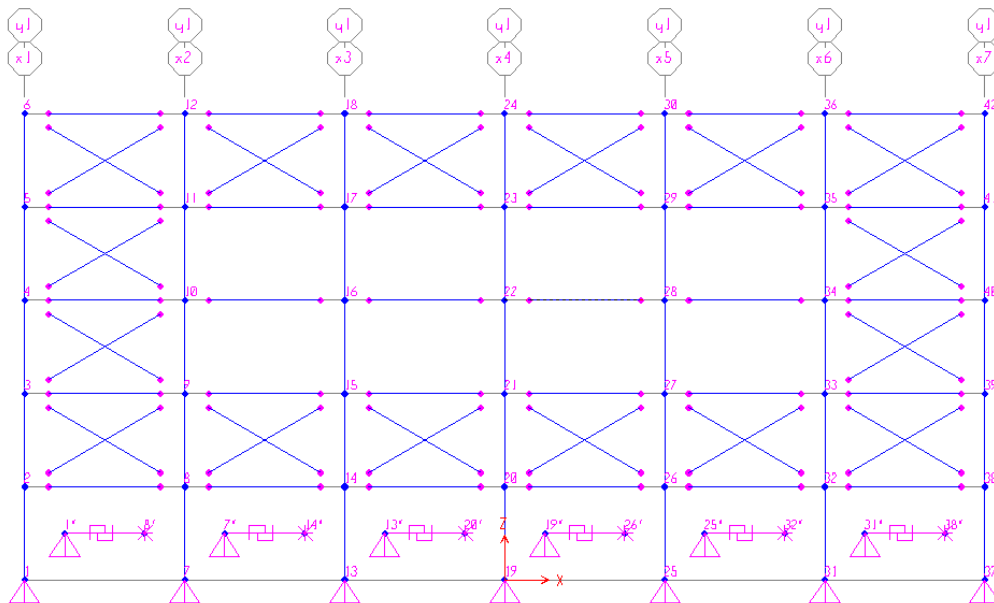


Figura 3.58 – Modello piano dell’edificio in direzione x.

3.5.1.2. MODELLAZIONE DEL COMPORTAMENTO DEI PILASTRI MEDIANTE L'UTILIZZO DI CERNIERE PLASTICHE

Nella fase di progettazione il comportamento dei pilastri è stato approssimato considerando un comportamento elastico-perfettamente plastico; per poter riscontrare un comportamento simile anche nella fase di verifica, occorre disporre delle cerniere plastiche nelle sezioni dei pilastri che risultano maggiormente sollecitate.

Si ricorda che lo schema statico in cui lavora ciascuna pilastrata è il seguente:

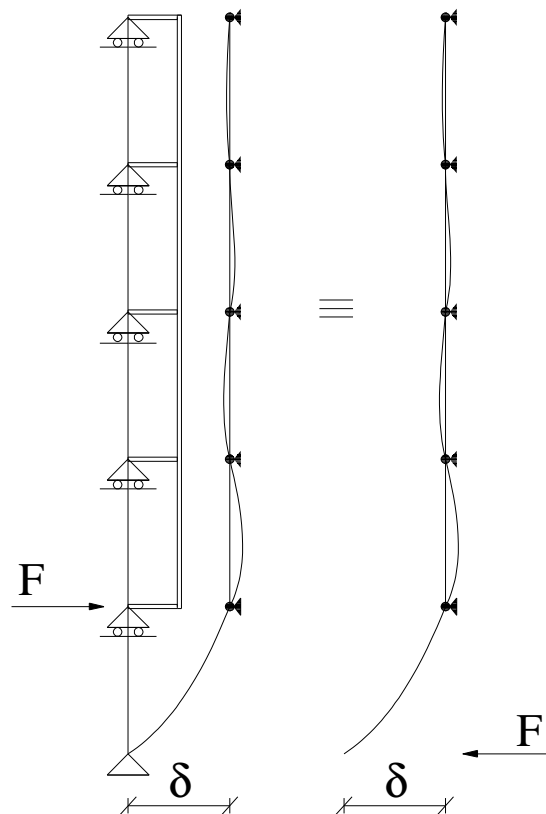


Figura 3.59 – Schema statico della pilastrata dell'edificio a cinque piani.

Si riportano anche l'andamento della deformata (fig. 3.60) e la distribuzione dei momenti flettenti (fig. 3.61):

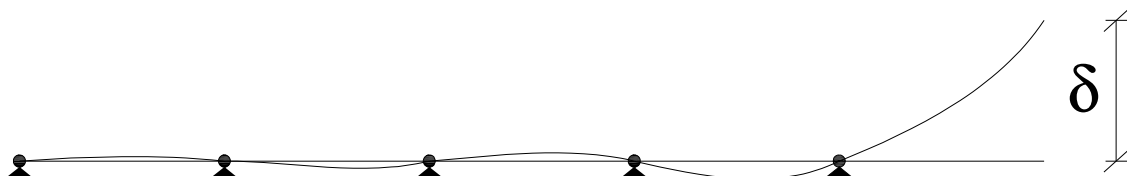


Figura 3.60 – Andamento della deformata della pilastrata dell'edificio a cinque piani derivante dalla risoluzione dello schema statico in fig. 3.59.

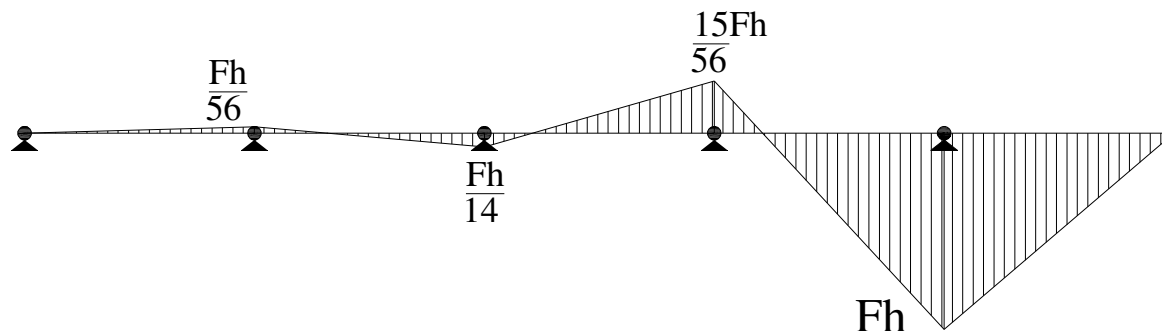


Figura 3.61 – Distribuzione dei momenti flettenti della pilastrata dell'edificio a cinque piani derivante dalla risoluzione dello schema statico in fig. 3.59.

3.5.1.2.1. Valutazione del momento di snervamento dei pilastri

Il momento flettente in corrispondenza del quale la sezione del pilastro, disposta secondo la sua direzione debole, raggiunge lo snervamento è stato valutato in Appendice C (par. C.1.1.1.).

- Per un pilastro HEB300 disposto nella *direzione debole*:

$$M_y = 11.55t \cdot m \quad (4.3)$$

3.5.1.2.2. Disposizione delle cerniere plastiche

E' stata definita, quindi, la cerniera plastica da inserire nei pilastri disposti nella loro direzione debole:

- Per un pilastro HEB300 disposto nella *direzione debole*:
 - Cerniera FH1: si attiva quando il momento raggiunge un valore pari a

$$M_2 = 11.55 \text{ tm}$$

Nella Figura 3.62 è riportata la finestra del programma in cui si sono andati ad inserire i parametri necessari per definire le cerniere plastiche.

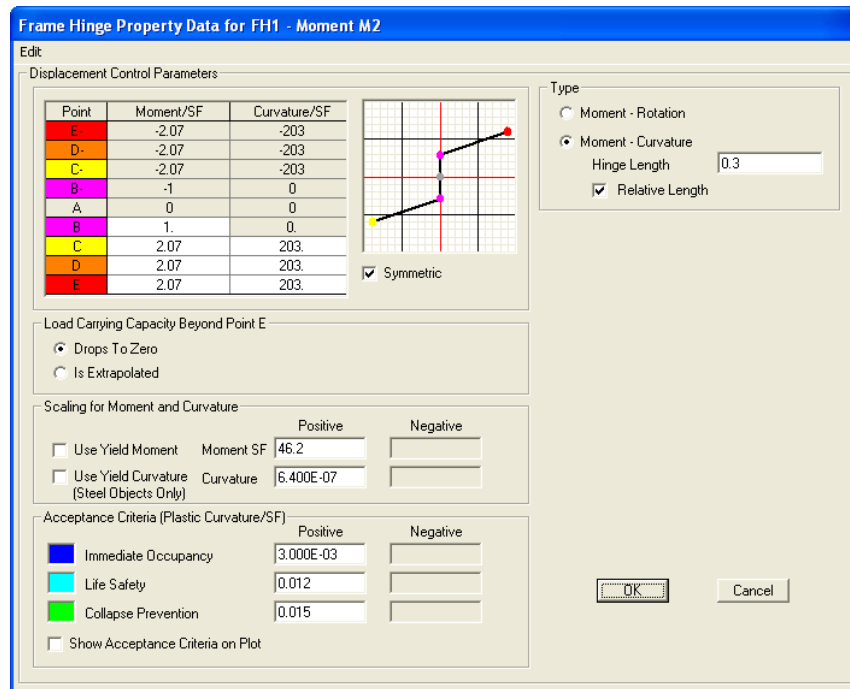


Figura 3.62 – Parametri necessari per definire la cerniera plastica FH1 inserire nei pilastri disposti nella direzione debole.

Il diagramma momento-curvatura, riportato nell'interfaccia grafica, è adimensionalizzato rispetto ai valori di momento e curvatura di snervamento.

Infatti, è opportuno calcolare il rapporto tra momento ultimo, M_u , e momento di snervamento, M_y , i cui valori per la sezione HEB300 del pilastro, disposta secondo la sua direzione debole, sono riportati nel paragrafo C.1.2.3.:

$$\frac{M_u}{M_y} = \frac{23.93t}{11.55t} = 2.07$$

Si nota, quindi, che, in realtà, nella definizione del diagramma momento-curvatura che caratterizza la cerniera plastica è presente una certa percentuale di incrudimento.

Inoltre, è necessario calcolare anche il rapporto tra curvatura ultima, χ_u , e curvatura di snervamento, χ_y , i cui valori per la sezione HEB300 del pilastro, disposta secondo la sua direzione debole, sono riportati nel paragrafo C.1.2.4.:

$$\frac{\chi_u}{\chi_y} = \frac{0.013\text{cm}^{-1}}{0.000064\text{cm}^{-1}} = 203$$

Come si può osservare dalla Figura 3.62 il valore di snervamento dei pilastri che è stato inserito è quello ottenuto nella (4.3) moltiplicato per quattro, ovvero per il numero di pilastri che ciascuna pilastrata rappresenta nel modello piano dell'edificio.

- Cerniera FH1: HEB300 nella *direzione debole*

$$\text{Yield Moment} \quad M_y = 4 \cdot 11.55 \text{ t} \cdot \text{m} = 46.20 \text{ t} \cdot \text{m}$$

La curvatura di snervamento, invece, è sempre la stessa:

$$\text{Yield Curvature} \quad \chi_y = 0.000064 \text{ cm}^{-1} = 0.00000064 \text{ m}^{-1}$$

La lunghezza della cerniera plastica viene assunta pari all'altezza della sezione in acciaio del pilastro:

$$\text{Hinge Length} \quad 0.3 \text{ m}$$

Le cerniere plastiche vengono inserite nella sezione di estremità superiore del pilastro del primo piano come mostrato in Figura 3.63.

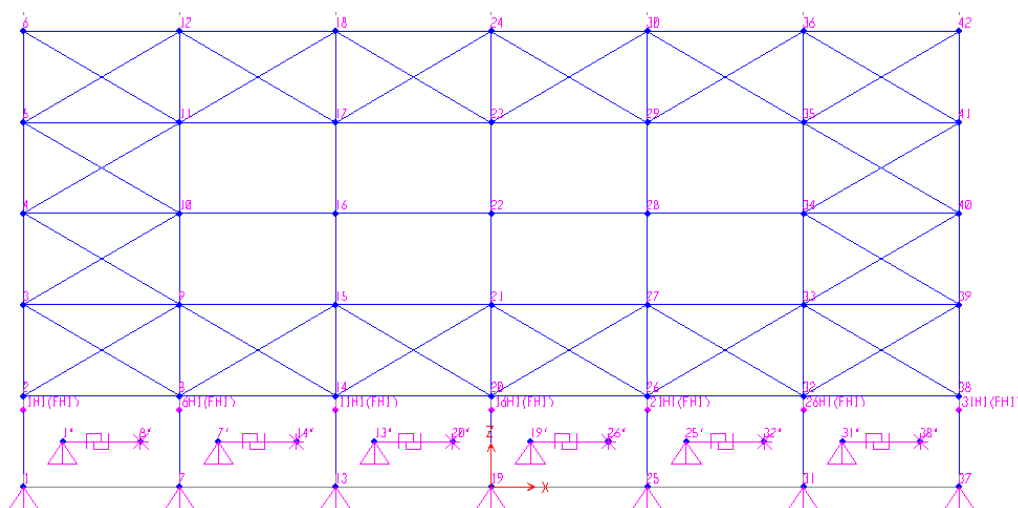


Figura 3.63 – Disposizione delle cerniere plastiche nel modello con SAP 2000.

3.5.1.2.3. Valutazione dello spostamento di snervamento dei pilastri

Nota il valore del momento in corrispondenza del quale si ha lo snervamento della sezione, si vuole stimare il valore dello spostamento in corrispondenza del quale, secondo lo schema statico adottato, si raggiunge tale momento nella sezione maggiormente sollecitata.

Il procedimento viene riportato nell'Appendice C, paragrafo C.1.1.3.

Lo spostamento di snervamento dei pilastri è:

$$\delta_y = 4.92 \text{ cm}$$

3.5.2. TARATURA DEL MODELLO IN DIREZIONE X: ANALISI MODALE

Per verificare l'esattezza del modello descritto nel paragrafo precedente, si è deciso di svolgere l'analisi modale della struttura riconducendola a un sistema ad un grado di libertà (SDOF). Per fare questo, è sufficiente disporre dei *Constraints* di piano nei nodi che si trovano al di sopra del primo piano in modo che risultino vincolati ad avere un uguale spostamento in direzione x.

Sotto tale approssimazione la struttura è stata effettivamente modellata come un oscillatore semplice, per cui, facendo un'analisi modale, è stato ricavato il periodo corrispondente al primo modo di vibrare della struttura ed è stato confrontato con quello che si ottiene a partire dalla rigidità iniziale K_1 valutata per la struttura in esame. Infatti, note:

$$K_1 = 116872 \frac{\text{t}}{\text{m}} \quad \text{rigidezza del tratto elastico della } \textit{curva obiettivo}$$

$$m = 270 \frac{\text{ts}^2}{\text{m}} \quad \text{massa totale della struttura}$$

il periodo si ottiene invertendo la relazione $K_1 = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot m}{T_1^2}$:

$$T_1 = \sqrt{\frac{4 \cdot \pi^2 \cdot m}{K_1}} = 0.302\text{s}$$

Dall'analisi modale è possibile notare che il valore di periodo è pressoché uguale a quello che si attendeva.

Nella figura seguente (fig. 3.64) è riportata la deformata dovuta al primo modo di vibrare della struttura e il corrispondente periodo.

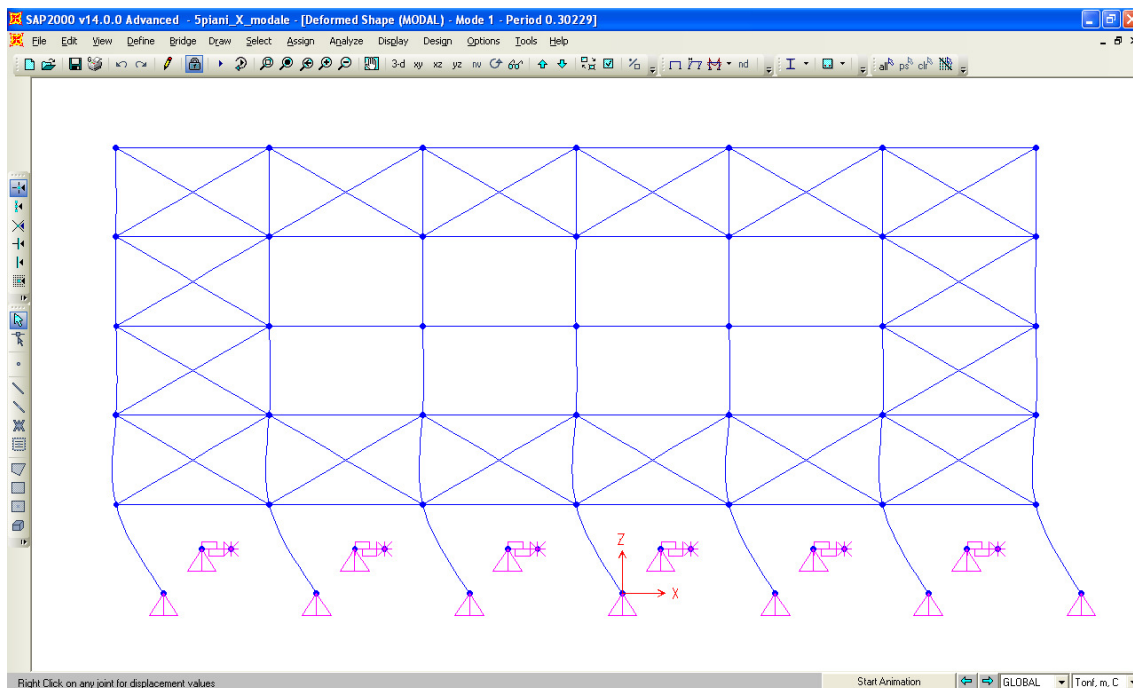


Figura 3.64 – Deformata e periodo corrispondente al primo modo di vibrare della struttura, ottenuta dall’analisi modale della struttura in direzione x modellata come oscillatore semplice.

3.5.3. ANALISI DINAMICHE NON LINEARI DI TIPO TIME-HISTORY IN DIREZIONE X

Si procede con la verifica della struttura in direzione x tramite delle analisi dinamiche non lineari di tipo *time-history*.

Il telaio piano verrà sollecitato con accelerogrammi spettro-compatibili al “*livello di intensità sismica*” che verrà di volta in volta preso in esame.

3.5.3.1. ACCELEROGRAMMI SPETTROCOMPATIBILI

Gli accelerogrammi spettro-compatibili sono stati individuati tramite il software *REXEL v 3.1 beta* che permette la ricerca di combinazioni di accelerogrammi naturali compatibili con gli spettri delle *Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC)* e dell’*Eurocodice 8 (EC8)* che possono anche rispecchiare caratteristiche di sorgente di interesse in termini di magnitudo e distanza epicentrale. Le registrazioni accelerometriche a cui si fa riferimento sono quelle dello *European Strong-Motion Database (ESD)*.

3.5.3.1.1. Accelerogrammi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Frequente”

La ricerca attraverso l'utilizzo del programma *REXEL v 3.1 (beta)*, di combinazioni di accelerogrammi naturali compatibili con gli spettri delle NTC avviene secondo 4 passi successivi:

1. Definizione dello spettro di normativa (spettro target).

È necessario innanzitutto costruire lo spettro di risposta elastico in accelerazione per il sito di interesse. A tale scopo, nel caso si voglia effettuare la selezione secondo le NTC, è necessario inserire le coordinate geografiche del sito, longitudine e latitudine, in gradi decimali e specificare, attraverso menù a tendina, costruiti in accordo alle prescrizioni di normativa, Categoria di sottosuolo, Categoria topografica, Vita nominale, Classe d'uso e Stato limite. È necessario inoltre specificare la componente dell'azione sismica che si intende considerare.

In particolare, il sito in esame è Bologna ed è caratterizzato da una longitudine pari a 11.317° , e da una latitudine di 44.515° , la categoria di suolo è la categoria C, la categoria topografica è la categoria T1, la classe d'uso della struttura è la classe d'uso II, e lo stato limite in esame è lo stato limite di operatività, SLO, 81 %. La componente che si è considerata, è la componente orizzontale.

Una volta definiti tali parametri, è stato ricavato lo spettro di risposta elastico in accelerazione calcolato secondo il DM 08, corrispondente a un tempo di ritorno di 30 anni e ad un valore del coefficiente di smorzamento pari al 5 %. Tale spettro di risposta è riportato nella figura seguente (Figura 3.65), in cui viene mostrata anche l'interfaccia grafica del programma *REXEL v 3.1 (beta)*.

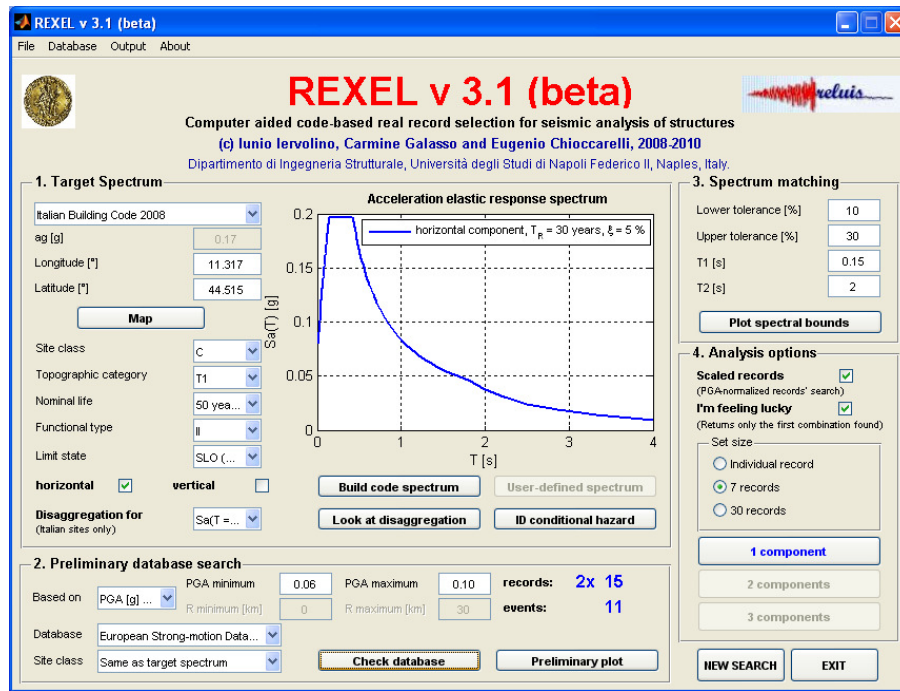


Figura 3.65 – Interfaccia grafica del programma *REXEL v 3.1 (beta)* e spettro di risposta elastico in accelerazione calcolato secondo il DM 08 e spettro di risposta elastico in accelerazione calcolato secondo il DM 08, corrispondente a un tempo di ritorno di 30 anni e ad un valore del coefficiente di smorzamento pari al 5 %.

2. *Ricerca nel database degli accelerogrammi da considerare nell'analisi.*

Attraverso il tasto [Ricerca] è possibile selezionare nel database ESD gli accelerogrammi che rispondono ad una determinata PGA[g]. A tale scopo è necessario specificare l'intervallo [PGA minimum, PGA maximum] nel quale si vuole che cadano gli accelerogrammi del database europeo da processare. Questo intervallo viene definito a partire dal valore di PGA calcolato sulla base del *D.M.08* (par. 3.2..3.2), per il determinato stato limite considerato.

Nel caso dello Stato Limite di Operatività (par. 3.1.8.):

Probabilità di superamento:	SLO: $P_{VR} = 81\%$
Periodo di ritorno:	$T_R = -\frac{50}{\ln(1-0.81)} = 30\text{anni}$
Parametri spettrali:	$a_g = 0.0528g$
	$F_o = 2.48$
	$T_c^* = 0.26s$
Coeff. di amplificazione stratigrafica:	$S_S = 1.70 - 0.60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} = 1.62 \leq 1.50$
Coeff. di amplificazione topografica:	$S_T = 1$
Accelerazione massima del terreno:	$PGA = S \cdot a_g = 1.50 \cdot 0.053g = 0.079g$

Sulla base di $PGA = 0.079g$ si sceglie un intervallo di accelerazione massima al terreno compresa tra $0.06g \div 0.10g$.

Una volta forniti tali valori il software restituisce il numero di records disponibili in questi intervalli e tra cui opererà la successiva selezione.

3. Definizione delle specifiche della selezione.

È necessario infine specificare la tolleranza con cui lo spettro medio della combinazione deve rispettare il target in un arbitrario intervallo di periodi, comunque compreso tra 0 e 4 sec. Più precisamente, è necessario specificare la sottostima (Limite inferiore) e la sovrastima (Limite superiore) massime (in termini percentuali) rispetto allo spettro di riferimento e l'intervallo di periodi $[T1, T2]$ (in secondi) di interesse.

In particolare, si è scelto, come valore minimo del periodo il valore 0.15 s, e come valore massimo il valore 2 s; invece, per quanto riguarda le tolleranze, il limite inferiore è stato imposto pari al 10 % (come richiesto da normativa), viceversa il limite superiore è stato posto pari al 30 %.

4. Ricerca delle combinazioni.

A questo punto è possibile analizzare tutte le possibili combinazioni di sette spettri che si possono costruire a partire dai risultati del passo 2 al fine di verificarne la

compatibilità con lo spettro di normativa. Il numero massimo di combinazioni compatibili da trovare (dopodiché la ricerca si ferma) può essere specificato dall'utente mediante una finestra di dialogo che si apre automaticamente all'avvio dell'analisi. La scelta di limitare il numero di combinazioni permette di rendere più agevole la successiva analisi dei risultati. I risultati del passo 2 sono ordinati in maniera automatica in modo che all'inizio sono analizzati gli accelerogrammi i cui spettri sono meno dispersi rispetto allo spettro target secondo il parametro:

$$\delta_j = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \left(\frac{Sa_j(T_i) - Sa_{target}(T_i)}{Sa_{target}(T_i)} \right)^2}$$

dove $Sa_j(T_i)$ rappresenta l'ordinata dello spettro di pseudo-accelerazione dell'accelerogramma j -esimo in corrispondenza del periodo T_i mentre $Sa_{target}(T_i)$ è il valore dell'ordinata spettrale letta sullo spettro elastico di riferimento, in corrispondenza dello stesso periodo; N è il numero di punti osservati all'interno dell'intervallo di periodi specificato.

Le combinazioni compatibili da ricercare possono essere formate da:

- 7 accelerogrammi da applicare in una sola direzione (orizzontale o verticale) per analisi piane, tasto [1 Componente];
- 7 coppie di accelerogrammi da applicare nelle due direzioni orizzontali per analisi spaziali, tasto [2 Componenti];
- 7 gruppi di accelerogrammi (per analisi spaziali) che includono le due componenti orizzontali più la componente verticale delle registrazioni, tasto [3 Componenti].

In particolare, si è scelto di cercare una sola combinazione e una sola componente, cioè si ottengono in output 7 accelerogrammi da applicare nella direzione orizzontale.

In output, il programma restituisce una lista, in formato .txt, delle combinazioni il cui spettro medio rispetta la compatibilità con il target nell'intervallo di periodi prescelto e con la tolleranza prevista. Inoltre, la prima combinazione della lista viene automaticamente visualizzata (graficamente) in una finestra del programma (Figura 3.66) insieme a:

- Spettro di normativa;
- Banda di tolleranza;

- Intervallo di periodi;
- Legenda che fornisce, oltre ai codici delle singole forme d'onda, anche i codici dei terremoti (EQ) secondo lo ESD e, nel caso di combinazioni adimensionali, i fattori di scala (SF) dei singoli accelerogrammi.

Gli accelerogrammi spettro-compatibili con lo spettro da normativa sono riportati nella figura seguente.

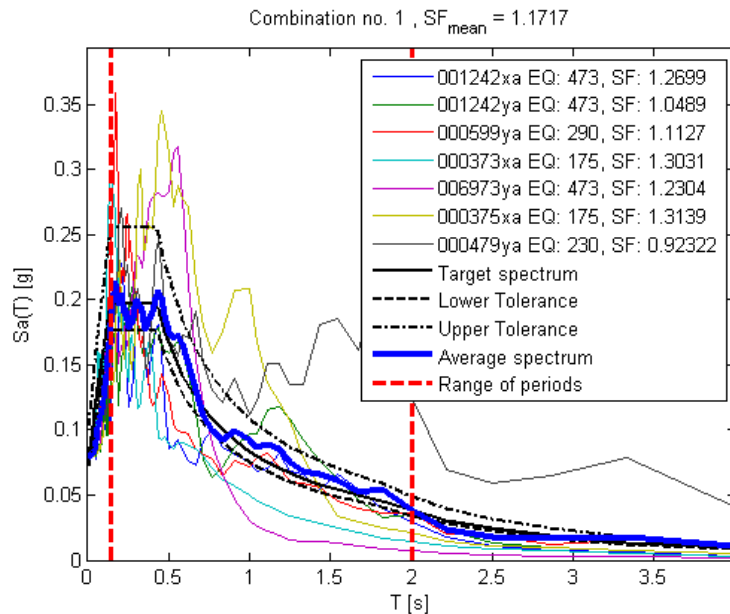


Figura 3.66 – Spettro di risposta da normativa e spettri di risposta degli accelerogrammi spettro compatibili con lo spettro da normativa.

Le informazioni sismologiche sui singoli accelerogrammi, sono riportate nella tabella seguente (Tabella 3.8).

Tabella 3.8: Informazioni sismologiche sui singoli accelerogrammi.

Waveform ID	Earthquake ID	Station ID	Earthquake Name	Date	PGA (m/s ²)
1242	473	576	Izmit (aftershock)	13/09/1999	0.612
1242	473	576	Izmit (aftershock)	13/09/1999	0.741
599	290	223	Umbria Marche	26/09/1997	0.698
373	175	147	Lazio Abruzzo	07/05/1984	0.596
6973	473	777	Izmit (aftershock)	13/09/1999	0.632
375	175	149	Lazio Abruzzo	07/05/1984	0.591
479	230	188	Manjil	20/06/1990	0.842
medie:					0.673

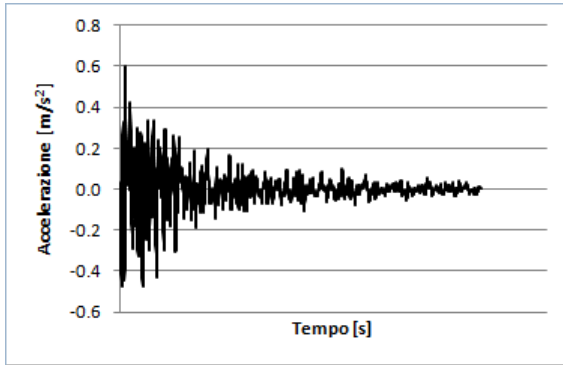
Per ciascun accelerogramma viene considerato un fattore di scala dato dal rapporto tra l'accelerazione massima al terreno, calcolata secondo il D.M.08, $PGA = 0.079g$ e il valore di $PGA [g]$ che caratterizza ciascun accelerogramma spettro-compatibile con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*”.

Di seguito si indicano gli accelerogrammi di cui sopra con la sigla riportata nel programma *SAP 2000* (Tabella 3.9).

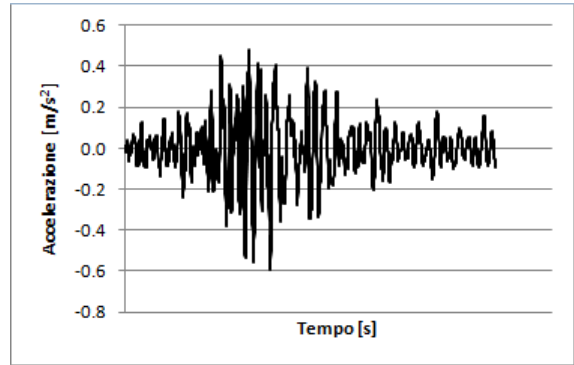
Tabella 3.9: Sigle utilizzate per i diversi accelerogrammi nel programma *SAP 2000*.

ACCELEROGRAMMA		SIGLA UTILIZZATA NEL MODELLO IN SAP 2000
Waveform ID	Earthquake ID	
373xa	175	S1_FO
375xa	175	S2_FO
479ya	230	S3_FO
599ya	290	S4_FO
1242xa	473	S5_FO
1242ya	473	S6_FO
6973ya	473	S7_FO

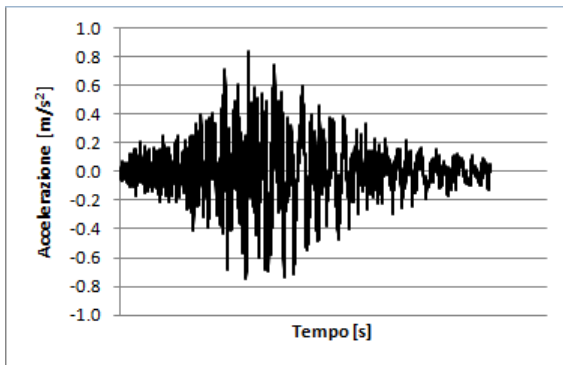
Di seguito vengono riportate le forme dei sette accelerogrammi spettro-compatibili con il cosiddetto “*Terremoto Frequente*”.



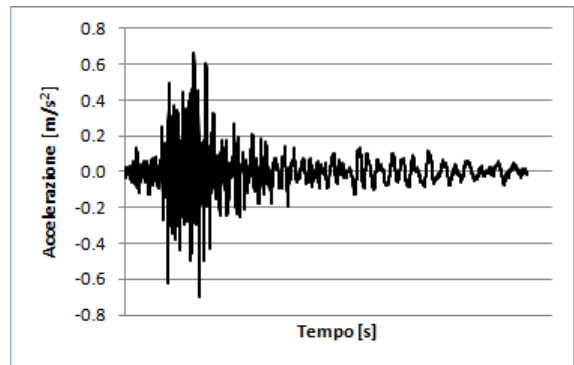
Accelerogramma S1_FO



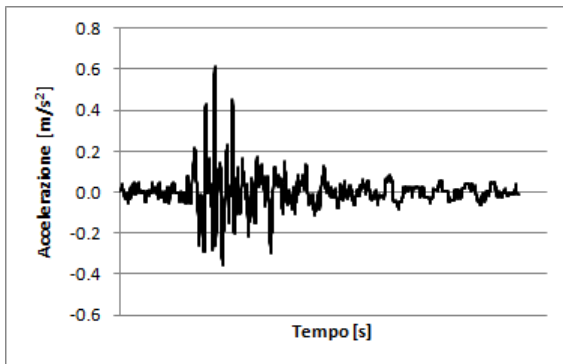
Accelerogramma S2_FO



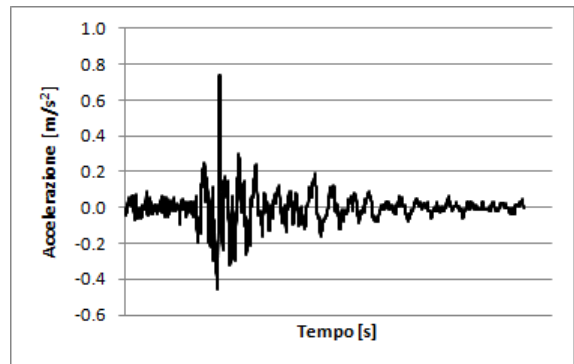
Accelerogramma S3_FO



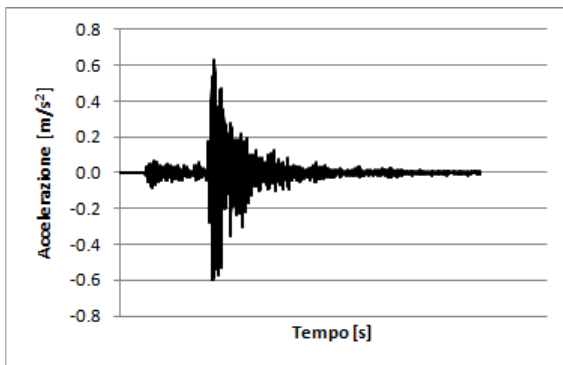
Accelerogramma S4_FO



Accelerogramma S5_FO



Accelerogramma S6_FO



Accelerogramma S7_FO

3.5.3.1.2. Accelerogrammi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Occasionale”

La ricerca attraverso l'utilizzo del programma *REXEL v 3.1 (beta)*, di combinazioni di accelerogrammi naturali compatibili con gli spettri delle NTC sempre secondo 4 passi successivi descritti precedentemente nel paragrafo 3.5.3.1.1., relativamente al “*Terremoto Occasionale*”. In questo caso, ciò che cambia rispetto al caso precedente è lo stato limite: Stato Limite di Danno SLD, 63 %.

Una volta definiti tutti i parametri, si ricava lo spettro di risposta elastico in accelerazione calcolato secondo il DM 08, corrispondente a un tempo di ritorno di 50 anni e ad un valore del coefficiente di smorzamento pari al 5 %, riportato nella figura seguente (Figura 3.67).

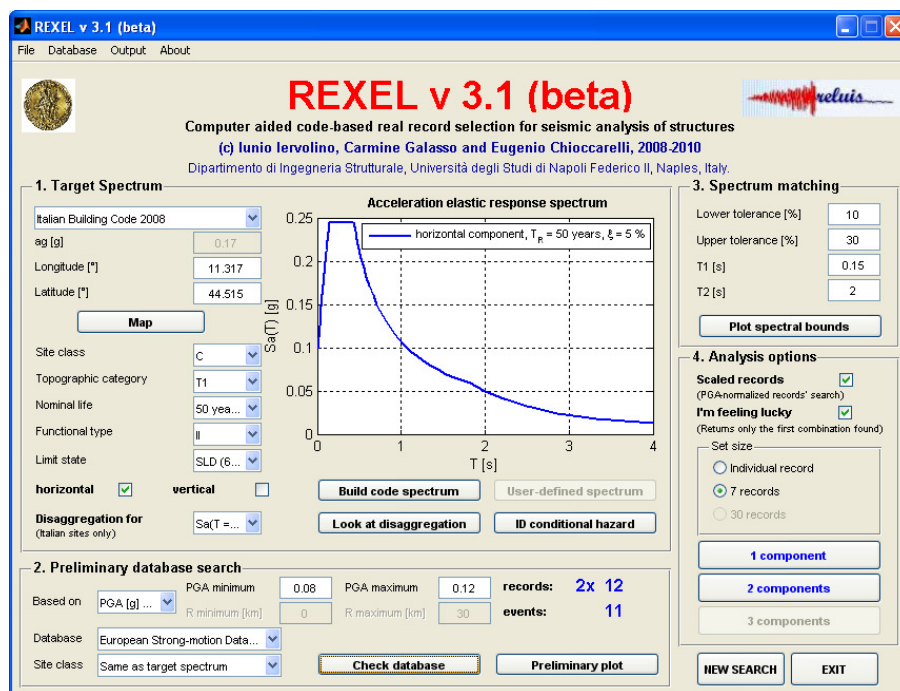


Figura 3.67 – Interfaccia grafica del programma *REXEL v 3.1 (beta)* e spettro di risposta elastico in accelerazione calcolato secondo il DM 08 e spettro di risposta elastico in accelerazione calcolato secondo il DM 08, corrispondente a un tempo di ritorno di 50 anni e ad un valore del coefficiente di smorzamento pari al 5 %.

L'intervallo [PGA minimum, PGA maximum] nel quale si vuole che cadano gli accelerogrammi del database europeo da processare viene definito a partire dal valore di PGA calcolato sulla base del *D.M.08* (par. 3.2..3.2), per lo Stato Limite di Danno (par. 3.1.8.):

Probabilità di superamento:	SLD: $P_{VR} = 63\%$
Periodo di ritorno:	$T_R = -\frac{50}{\ln(1-0.63)} = 50\text{anni}$
Parametri spettrali:	$a_g = 0.0655g$
	$F_o = 2.49$
	$T_c^* = 0.27s$
Coeff. di amplificazione stratigrafica:	$S_S = 1.70 - 0.60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} = 1.60 \leq 1.50$
Coeff. di amplificazione topografica:	$S_T = 1$
Accelerazione massima del terreno:	$PGA = S \cdot a_g = 1.50 \cdot 0.065g = 0.098g$

Sulla base di $PGA = 0.098g$ si sceglie un intervallo di accelerazione massima al terreno compresa tra $0.08g \div 0.12g$.

Una volta forniti tali valori il software restituisce il numero di records disponibili in questi intervalli e tra cui opererà la successiva selezione, le cui informazioni specifiche vengono definite utilizzando gli stessi valori dello stato limite di Operatività.

Si analizzano, quindi, tutte le possibili combinazioni di sette spettri che si possono costruire a partire dalle informazioni che sono state inserite, al fine di verificarne lo spettro da normativa. In particolare, si è scelto di cercare una sola combinazione compatibile e una sola componente, cioè si ottengono in output 7 accelerogrammi da applicare nella direzione orizzontale.

Gli accelerogrammi spettro-compatibili con lo spettro da normativa sono riportati nella figura seguente.

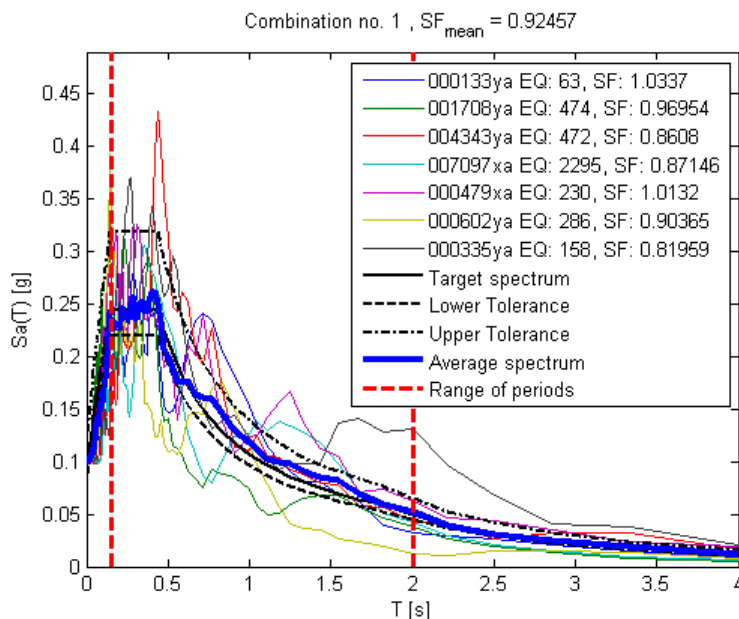


Figura 3.68 – Spettro di risposta da normativa e spettri di risposta degli accelerogrammi spettro compatibili con lo spettro da normativa.

Le informazioni sismologiche sui singoli accelerogrammi, sono riportate nella tabella seguente (Tabella 3.10).

Tabella 3.10: Informazioni sismologiche sui singoli accelerogrammi.

Waveform ID	Earthquake ID	Station ID	Earthquake Name	Date	PGA (m/s ²)
133	63	33	Friuli (aftershock)	15/09/1976	0.932
1708	474	1253	Ano Lioisia	07/09/1999	0.994
4343	472	2574	Izmit	17/08/1999	1.12
7097	2295	856	Ishakli	03/02/2002	1.106
479	230	188	Manjil	20/06/1990	0.951
602	286	224	Umbria Marche	26/09/1997	1.067
335	158	121	Alkion	25/02/1981	1.176
medie:					1.049

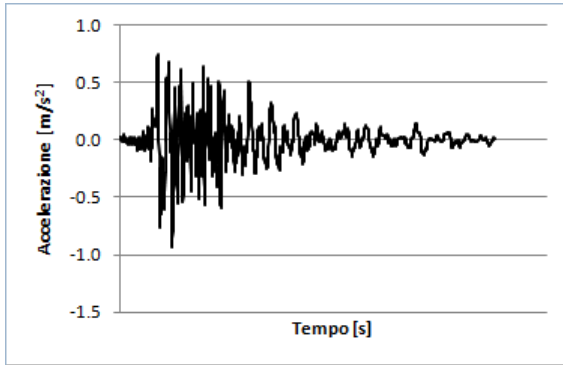
Per ciascun accelerogramma viene considerato un fattore di scala dato dal rapporto tra l'accelerazione massima al terreno, calcolata secondo il D.M.08, $PGA = 0.098g$ e il valore di $PGA [g]$ che caratterizza ciascun accelerogramma spettro-compatibile con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Occasionale*”.

Di seguito si indicano gli accelerogrammi di cui sopra con la sigla riportata nel programma *SAP 2000* (Tabella 3.11).

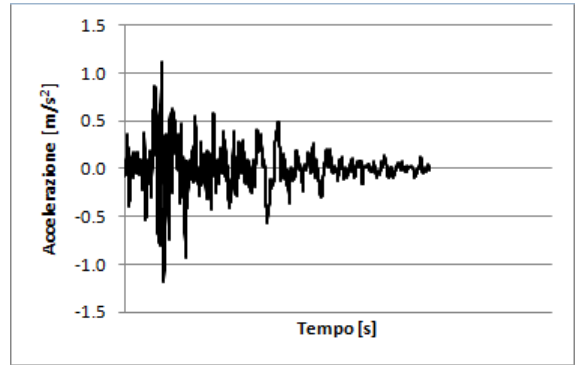
Tabella 3.11: Sigle utilizzate per i diversi accelerogrammi nel programma *SAP 2000*.

ACCELEROGRAMMA		SIGLA UTILIZZATA NEL MODELLO IN SAP 2000
Waveform ID	Earthquake ID	
133ya	63	S1_O
335ya	158	S2_O
479xa	230	S3_O
602ya	286	S4_O
1708ya	474	S5_O
4343ya	472	S6_O
7097xa	2295	S7_O

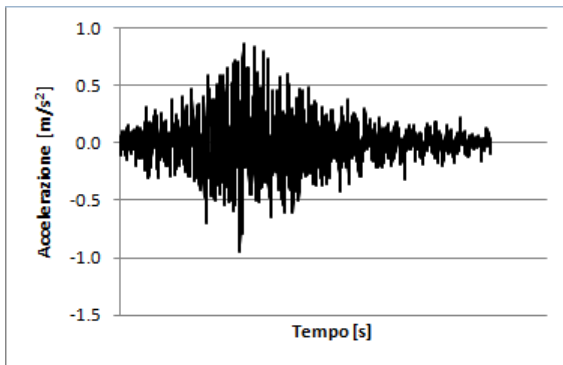
Di seguito vengono riportate le forme dei sette accelerogrammi spettro-compatibili con il cosiddetto “*Terremoto Occasionale*”.



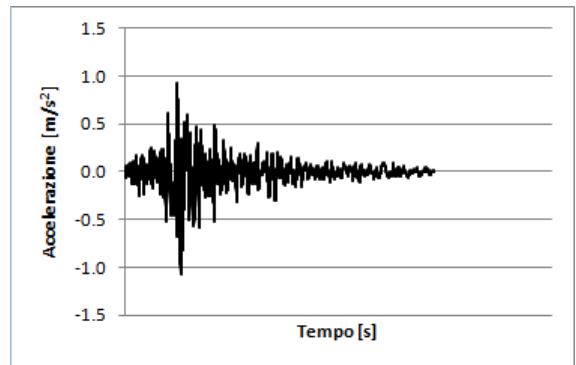
Accelerogramma S1_O



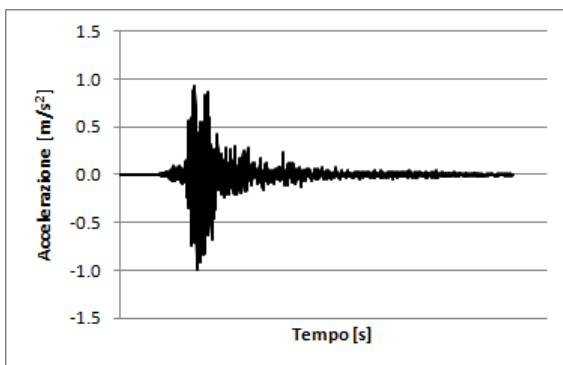
Accelerogramma S2_O



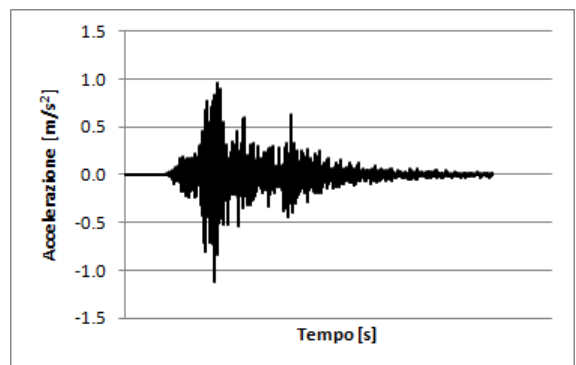
Accelerogramma S3_O



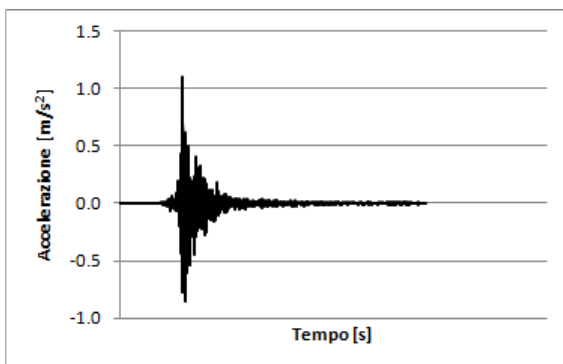
Accelerogramma S4_O



Accelerogramma S5_O



Accelerogramma S6_O



Accelerogramma S7_O

3.5.3.1.3. Accelerogrammi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Raro”

La ricerca attraverso l'utilizzo del programma *REXEL v 3.1 (beta)*, di combinazioni di accelerogrammi naturali compatibili con gli spettri delle NTC sempre secondo 4 passi successivi descritti precedentemente nel paragrafo 3.5.3.1.1., relativamente al “*Terremoto Occasionale*”. In questo caso, ciò che cambia rispetto al caso precedente è lo stato limite: Stato Limite di Salvaguardia della Vita, SLV, 10 %.

Una volta definiti tutti i parametri, si ricava lo spettro di risposta elastico in accelerazione calcolato secondo il DM 08, corrispondente a un tempo di ritorno di 475 anni e ad un valore del coefficiente di smorzamento pari al 5 %, riportato nella figura seguente (Figura 3.69).

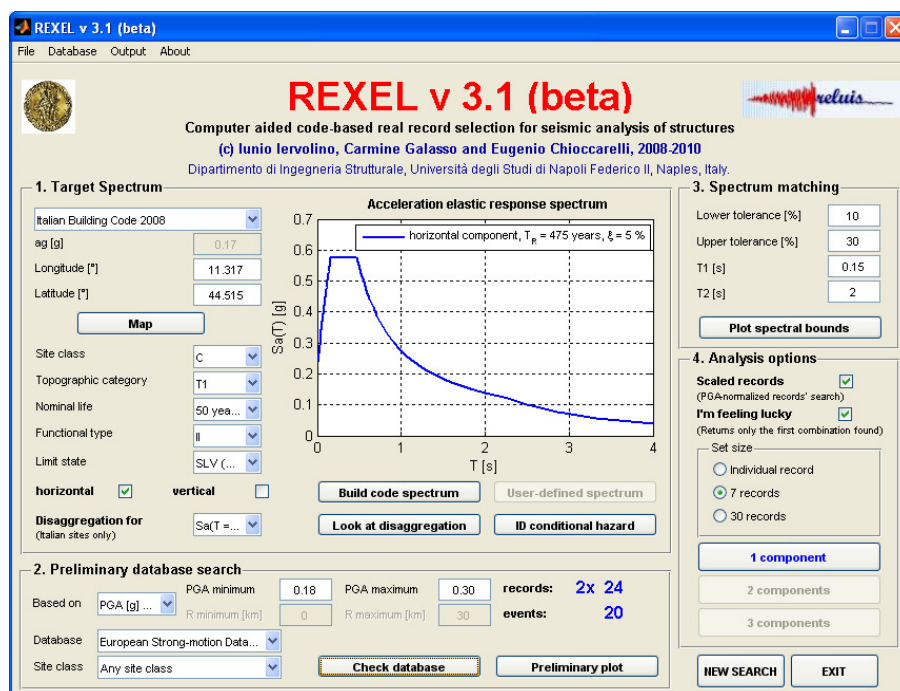


Figura 3.69 – Interfaccia grafica del programma *REXEL v 3.1 (beta)* e spettro di risposta elastico in accelerazione calcolato secondo il DM 08 e spettro di risposta elastico in accelerazione calcolato secondo il DM 08, corrispondente a un tempo di ritorno di 475 anni e ad un valore del coefficiente di smorzamento pari al 5 %.

L'intervallo [PGA minimum, PGA maximum] nel quale si vuole che cadano gli accelerogrammi del database europeo da processare viene definito a partire dal valore di PGA calcolato sulla base del *D.M.08* (par. 3.2..3.2), per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (par. 3.1.8.):

Probabilità di superamento:	SLV: $P_{VR} = 10\%$
Periodo di ritorno:	$T_R = -\frac{50}{\ln(1-0.10)} = 475\text{anni}$
Parametri spettrali:	$a_g = 0.1637g$
	$F_o = 2.41$
	$T_c^* = 0.31s$
Coeff. di amplificazione stratigrafica:	$S_S = 1.70 - 0.60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} = 1.46$
Coeff. di amplificazione topografica:	$S_T = 1$
Accelerazione massima del terreno:	$PGA = S \cdot a_g = 1.46 \cdot 0.164g = 0.24g$

Sulla base di $PGA = 0.24g$ si sceglie un intervallo di accelerazione massima al terreno compresa tra $0.18g \div 0.30g$.

Una volta forniti tali valori il software restituisce il numero di records disponibili in questi intervalli e tra cui opererà la successiva selezione, le cui informazioni specifiche vengono definite utilizzando gli stessi valori dello stato limite di Operatività.

Si analizzano, quindi, tutte le possibili combinazioni di sette spettri che si possono costruire a partire dalle informazioni che sono state inserite, al fine di verificarne lo spettro da normativa. In particolare, si è scelto di cercare una sola combinazione compatibile e una sola componente, cioè si ottengono in output 7 accelerogrammi da applicare nella direzione orizzontale.

Gli accelerogrammi spettro-compatibili con lo spettro da normativa sono riportati nella figura seguente.

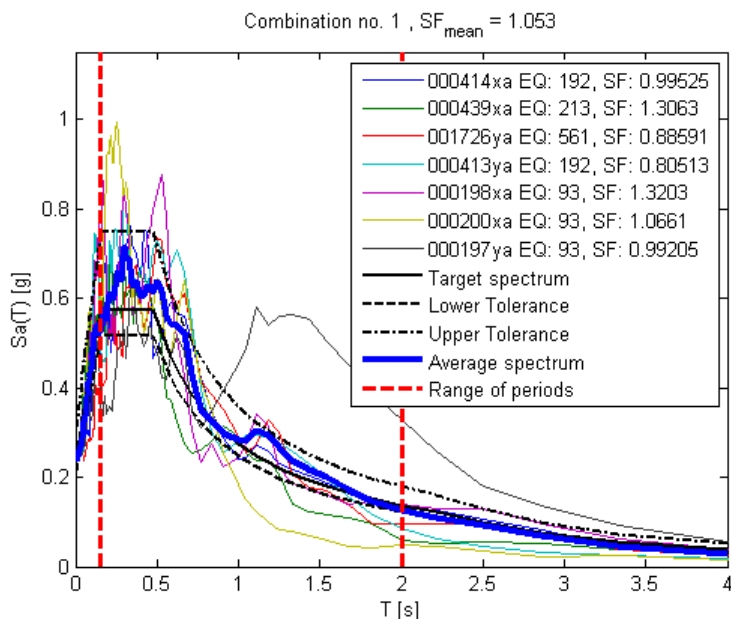


Figura 3.70 – Spettro di risposta da normativa e spettri di risposta degli accelerogrammi spettro compatibili con lo spettro da normativa.

Le informazioni sismologiche sui singoli accelerogrammi, sono riportate nella tabella seguente (Tabella 3.12).

Tabella 3.12: Informazioni sismologiche sui singoli accelerogrammi.

Waveform ID	Earthquake ID	Station ID	Earthquake Name	Date	PGA (m/s ²)
414	192	163	Kalamata	13/09/1986	2.354
439	213	173	Spitak	07/12/1988	1.793
1726	561	549	Adana	27/06/1998	2.644
413	192	164	Kalamata	13/09/1986	2.91
198	93	64	Montenegro	15/04/1979	1.774
200	93	68	Montenegro	15/04/1979	2.197
197	93	63	Montenegro	09/04/1979	2.361
medie:					2.29

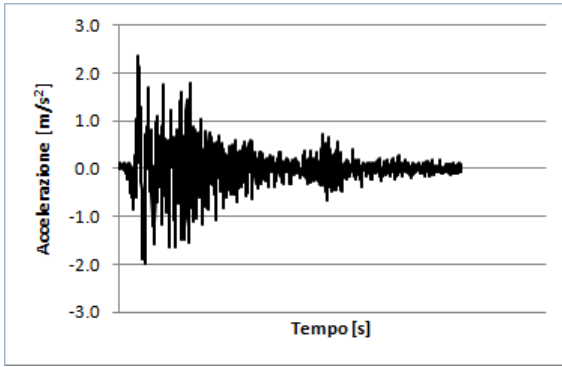
Per ciascun accelerogramma viene considerato un fattore di scala dato dal rapporto tra l'accelerazione massima al terreno, calcolata secondo il D.M.08, $PGA = 0.24g$ e il valore di $PGA [g]$ che caratterizza ciascun accelerogramma spettro-compatibile con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Raro*”.

Di seguito si indicano gli accelerogrammi di cui sopra con la sigla riportata nel programma *SAP 2000* (Tabella 3.13).

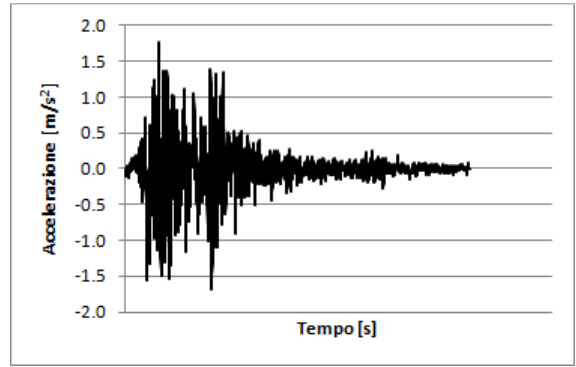
Tabella 3.13: Sigle utilizzate per i diversi accelerogrammi nel programma *SAP 2000*.

ACCELEROGRAMMA		SIGLA UTILIZZATA NEL MODELLO IN SAP 2000
Waveform ID	Earthquake ID	
197ya	93	S1_LS
198xa	93	S2_LS
200xa	93	S3_LS
413ya	192	S4_LS
414xa	192	S5_LS
439xa	213	S6_LS
1726ya	561	S7_LS

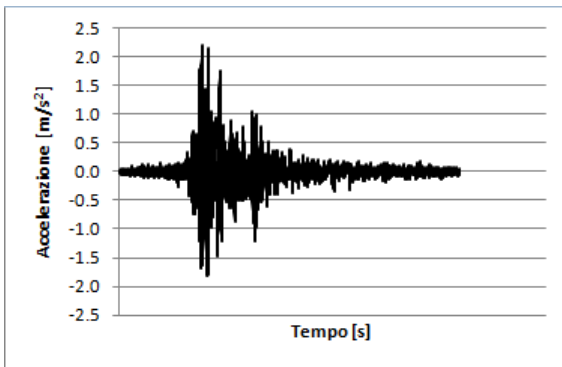
Di seguito vengono riportate le forme dei sette accelerogrammi spettro-compatibili con il cosiddetto “*Terremoto Raro*”.



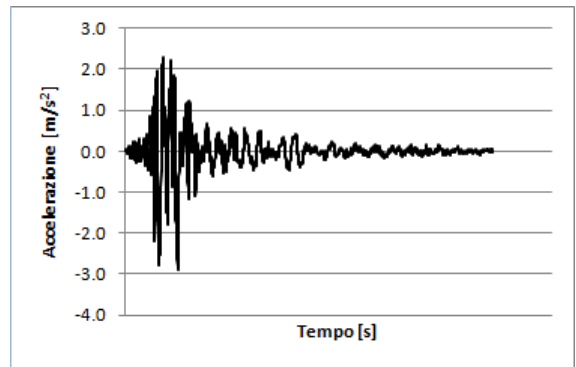
Accelerogramma S1_LS



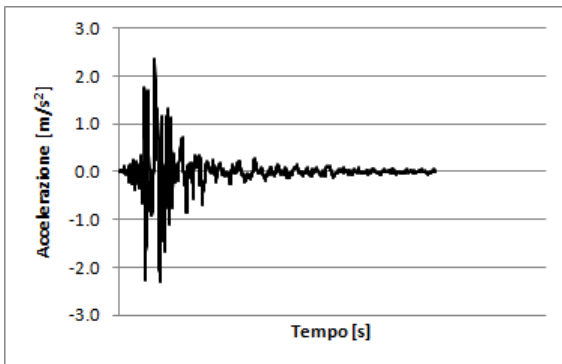
Accelerogramma S2_LS



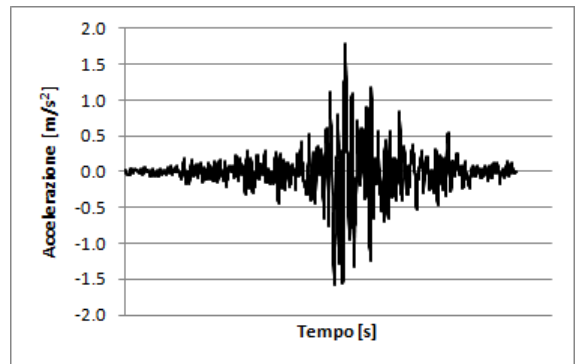
Accelerogramma S3_LS



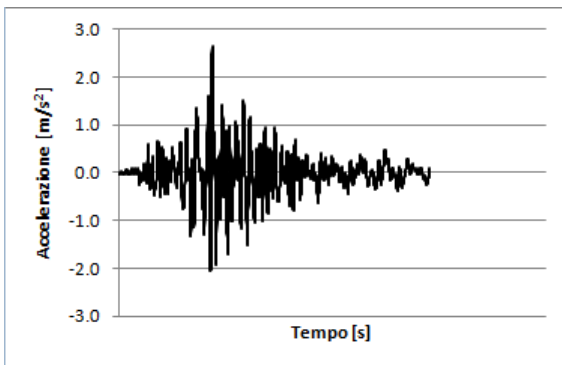
Accelerogramma S4_LS



Accelerogramma S5_LS



Accelerogramma S6_LS



Accelerogramma S7_LS

3.5.3.1.4. Accelerogrammi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Molto Raro”

La ricerca attraverso l'utilizzo del programma *REXEL v 3.1 (beta)*, di combinazioni di accelerogrammi naturali compatibili con gli spettri delle NTC sempre secondo 4 passi successivi descritti precedentemente nel paragrafo 3.5.3.1.1., relativamente al “*Terremoto Occasionale*”. In questo caso, ciò che cambia rispetto al caso precedente è lo stato limite: Stato Limite di Collasso, SLC, 5 %.

Una volta definiti tutti i parametri, si ricava lo spettro di risposta elastico in accelerazione calcolato secondo il DM 08, corrispondente a un tempo di ritorno di 975 anni e ad un valore del coefficiente di smorzamento pari al 5 %, riportato nella figura seguente (Figura 3.71).

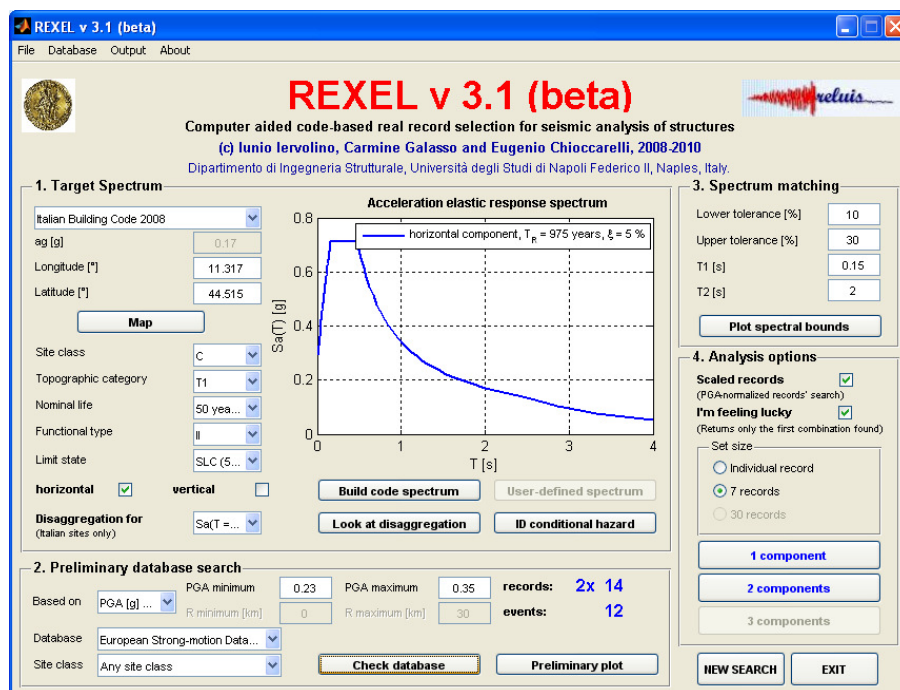


Figura 3.71 – Interfaccia grafica del programma *REXEL v 3.1 (beta)* e spettro di risposta elastico in accelerazione calcolato secondo il DM 08 e spettro di risposta elastico in accelerazione calcolato secondo il DM 08, corrispondente a un tempo di ritorno di 975 anni e ad un valore del coefficiente di smorzamento pari al 5 %.

L'intervallo [PGA minimum, PGA maximum] nel quale si vuole che cadano gli accelerogrammi del database europeo da processare viene definito a partire dal valore di PGA calcolato sulla base del *D.M.08 (par. 3.2..3.2)*, per lo Stato Limite di Collasso (par. 3.1.8.):

Probabilità di superamento:	SLC: $P_{VR} = 5\%$
Periodo di ritorno:	$T_R = -\frac{50}{\ln(1-0.05)} = 975 \text{anni}$
Parametri spettrali:	$a_g = 0.2106g$
	$F_o = 2.44$
	$T_c^* = 0.31s$
Coeff. di amplificazione stratigrafica:	$S_S = 1.70 - 0.60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} = 1.39$
Coeff. di amplificazione topografica:	$S_T = 1$
Accelerazione massima del terreno:	$PGA = S \cdot a_g = 1.39 \cdot 0.2106g = 0.293g$

Sulla base di $PGA = 0.293g$ si sceglie un intervallo di accelerazione massima al terreno compresa tra $0.23g \div 0.35g$.

Una volta forniti tali valori il software restituisce il numero di records disponibili in questi intervalli e tra cui opererà la successiva selezione, le cui informazioni specifiche vengono definite utilizzando gli stessi valori dello stato limite di Operatività.

Si analizzano, quindi, tutte le possibili combinazioni di sette spettri che si possono costruire a partire dalle informazioni che sono state inserite, al fine di verificarne lo spettro da normativa. In particolare, si è scelto di cercare una sola combinazione compatibile e una sola componente, cioè si ottengono in output 7 accelerogrammi da applicare nella direzione orizzontale.

Gli accelerogrammi spettro-compatibili con lo spettro da normativa sono riportati nella figura seguente.

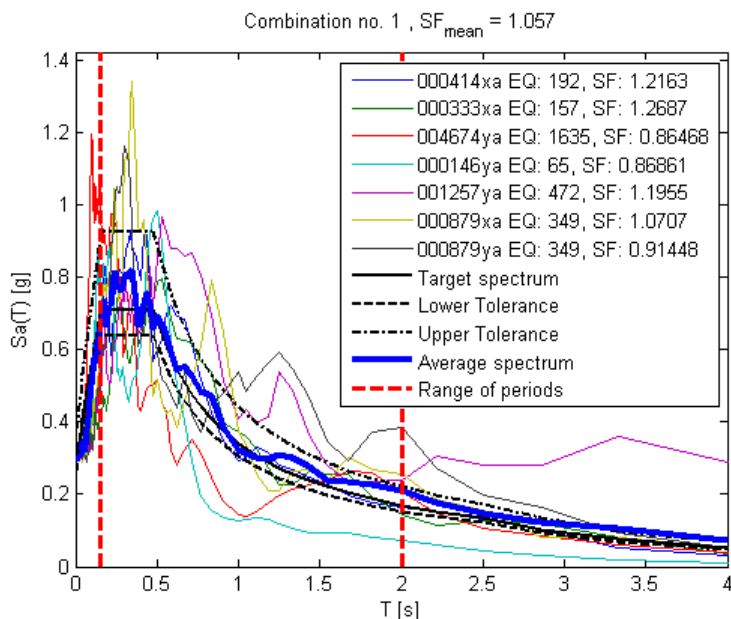


Figura 3.72 – Spettro di risposta da normativa e spettri di risposta degli accelerogrammi spettro compatibili con lo spettro da normativa.

Le informazioni sismologiche sui singoli accelerogrammi, sono riportate nella tabella seguente (Tabella 3.14).

Tabella 3.14: Informazioni sismologiche sui singoli accelerogrammi.

Waveform ID	Earthquake ID	Station ID	Earthquake Name	Date	PGA (m/s ²)
414	192	163	Kalamata	13/09/1986	2.354
333	157	121	Alkion	24/02/1981	2.257
4674	1635	2486	South Iceland	17/06/2000	3.311
146	65	24	Friuli (aftershock)	15/09/1976	3.296
1257	472	772	Izmit	17/08/1999	2.395
879	349	271	Dinar	01/10/1995	2.674
879	349	271	Dinar	01/10/1995	3.131
medie:					2.774

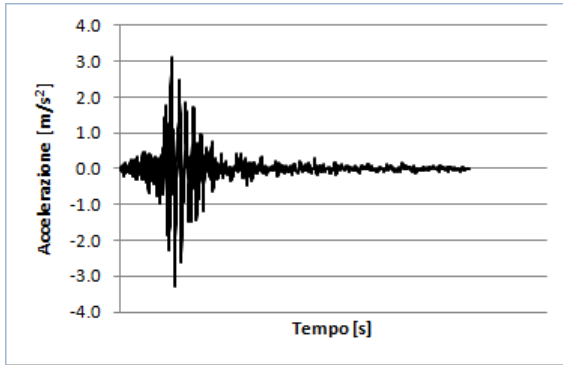
Per ciascun accelerogramma viene considerato un fattore di scala dato dal rapporto tra l'accelerazione massima al terreno, calcolata secondo il D.M.08, $PGA = 0.293g$ e il valore di PGA [g] che caratterizza ciascun accelerogramma spettro-compatibile con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Molto Raro*”.

Di seguito si indicano gli accelerogrammi di cui sopra con la sigla riportata nel programma SAP 2000 (Tabella 3.15).

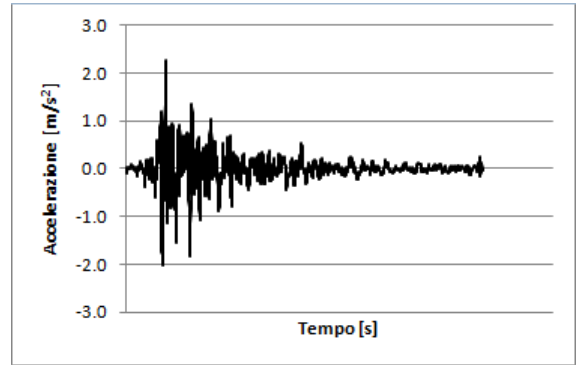
Tabella 3.15: Sigle utilizzate per i diversi accelerogrammi nel programma *SAP 2000*.

ACCELEROGRAMMA		SIGLA UTILIZZATA NEL MODELLO IN SAP 2000
Waveform ID	Earthquake ID	
146ya	65	S1_NC
333xa	157	S2_NC
414xa	192	S3_NC
879xa	349	S4_NC
879ya	349	S5_NC
1257ya	472	S6_NC
4674ya	1635	S7_NC

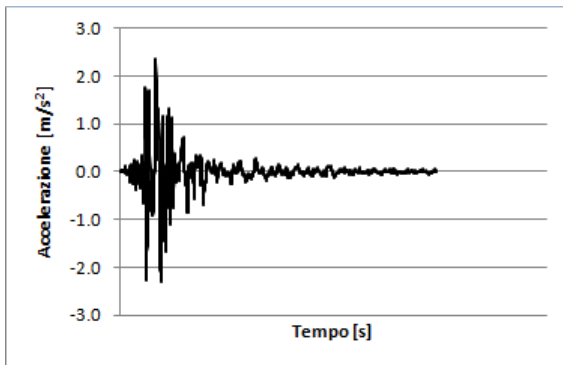
Di seguito vengono riportate le forme dei sette accelerogrammi spettro-compatibili con il cosiddetto “*Terremoto Molto Raro*”.



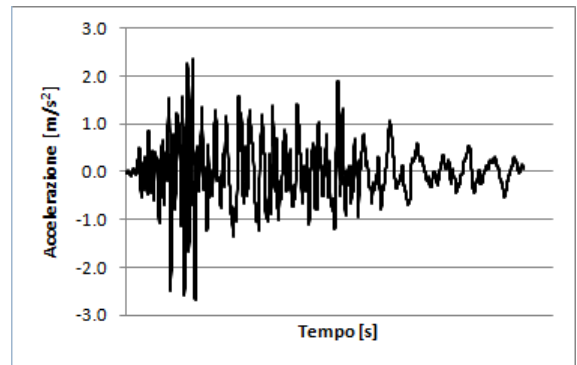
Accelerogramma S1_NC



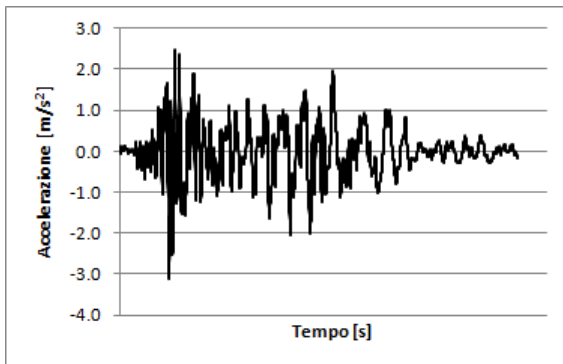
Accelerogramma S2_NC



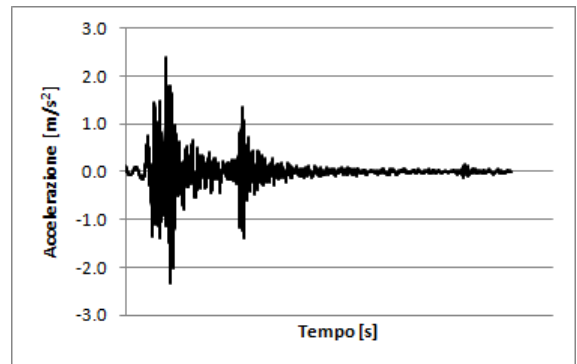
Accelerogramma S3_NC



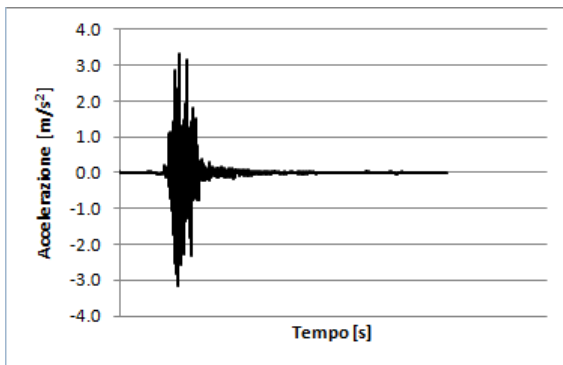
Accelerogramma S4_NC



Accelerogramma S5_NC



Accelerogramma S6_NC



Accelerogramma S7_NC

3.5.3.2. RISULTATI DELLE ANALISI TIME-HISTORY DELL'EDIFICIO CON DISPOSITIVI ISTERETICI A FORMA DI "STELLA"

3.5.3.2.1. Spostamento massimo del primo piano

Si considerano gli spostamenti massimo e minimo del primo piano della struttura per ciascuno dei sette accelerogrammi spettro-compatibili con il "livello di intensità sismica" definito "Terremoto Frequente" e si prende il corrispondente massimo in valore assoluto.

Si calcola il valore medio degli spostamenti massimi della struttura per ogni sisma.

In Tabella 3.16 si riportano i valori medi degli spostamenti massimi e minimi, registrati in ognuno dei sette nodi del primo piano, per ciascun sisma definito "Terremoto Frequente" e il corrispondente massimo in valore assoluto. Nell'ultima riga della tabella si valuta il valore medio degli spostamenti massimi dell'edificio generati da ogni sisma.

Tabella 3.16: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di "stella" sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il "livello di intensità sismica" definito "Terremoto Frequente".

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Max	0.003151	
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Min	-0.003110	0.003151
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Max	0.005489	
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Min	-0.004997	0.005489
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Max	0.004710	
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Min	-0.003927	0.004710
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Max	0.004427	
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Min	-0.004770	0.004770
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Max	0.004634	
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Min	-0.004282	0.004634
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Max	0.004038	
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Min	-0.004458	0.004458
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Max	0.005421	
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Min	-0.003385	0.005421
spostamento medio [m]				0.004662

Si considerano gli spostamenti massimo e minimo del primo piano della struttura per ciascuno dei sette accelerogrammi spettro-compatibili con il "livello di intensità sismica" definito "Terremoto Occasionale" e il corrispondente massimo in valore assoluto.

Si calcola il valore medio degli spostamenti massimi della struttura per ogni sisma.

In Tabella 3.17 si riportano i valori medi degli spostamenti massimi e minimi, registrati in ognuno dei sette nodi del primo piano, per ciascun sisma definito “*Terremoto Occasionale*” e il corrispondente massimo in valore assoluto. Nell’ultima riga della tabella si valuta il valore medio degli spostamenti massimi dell’edificio generati da ogni sisma.

Tabella 3.17: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Occasionale*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	Case Type Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Max	0.006157	
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Min	-0.005623	0.006157
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Max	0.005343	
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Min	-0.004689	0.005343
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Max	0.005432	
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Min	-0.007194	0.007194
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Max	0.004521	
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Min	-0.003539	0.004521
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Max	0.004804	
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Min	-0.005072	0.005072
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Max	0.004962	
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Min	-0.005363	0.005363
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Max	0.004667	
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Min	-0.004680	0.004680
spostamento medio [m]				0.005046

Si considerano gli spostamenti massimo e minimo del primo piano della struttura per ciascuno dei sette accelerogrammi spettro–compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Raro*” e il corrispondente massimo in valore assoluto.

Si calcola il valore medio degli spostamenti massimi della struttura per ogni sisma.

In Tabella 3.18 si riportano i valori medi dei massimi spostamenti in valore assoluto, registrati in ognuno dei sette nodi del primo piano, per ciascun sisma definito “*Terremoto Raro*”. Nell’ultima riga della tabella si valuta il valore medio degli spostamenti massimi dell’edificio generati da ogni sisma.

Tabella 3.18: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Raro*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Max	0.008289	
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Min	-0.019080	0.019080
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Max	0.011786	
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Min	-0.009191	0.011786
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Max	0.010066	
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Min	-0.014228	0.014228
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Max	0.020631	
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Min	-0.010488	0.020631
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Max	0.015529	
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Min	-0.009938	0.015529
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Max	0.018250	
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Min	-0.007181	0.018250
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Max	0.010280	
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Min	-0.018180	0.018180
spostamento medio [m]				0.016812

Si considerano gli spostamenti massimo e minimo del primo piano della struttura per ciascuno dei sette accelerogrammi spettro–compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Molto Raro*” e il corrispondente massimo in valore assoluto.

Si calcola il valore medio degli spostamenti massimi della struttura per ogni sisma.

In Tabella 3.19 si riportano i valori medi dei massimi spostamenti in valore assoluto, registrati in ognuno dei sette nodi del primo piano, per ciascun sisma definito “*Terremoto Molto Raro*”. Nell’ultima riga della tabella si valuta il valore medio degli spostamenti massimi dell’edificio generati da ogni sisma.

Tabella 3.19: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Molto Raro*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Max	0.012271	
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Min	-0.015279	0.015279
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Max	0.023212	
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Min	-0.005074	0.023212
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Max	0.021270	
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Min	-0.013673	0.021270
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Max	0.021957	
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Min	-0.019981	0.021957
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Max	0.021556	
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Min	-0.012124	0.021556
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Max	0.037531	
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Min	-0.013236	0.037531
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Max	0.015569	
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Min	-0.016302	0.016302
spostamento medio [m]				0.022444

3.5.3.2.2. Taglio complessivo alla base

Di seguito (tab. 3.20) si riportano i tagli complessivi massimo e minimo alla base della struttura dovuti a ciascuno dei sette accelerogrammi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*” e il corrispondente massimo in valore assoluto. Nell’ultima riga della tabella si valuta il valore medio dei tagli massimi dell’edificio generati da ogni sisma.

Tabella 3.20: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Max	362.8061	
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Min	-367.5864	367.5864
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Max	585.3234	
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Min	-586.5426	586.5426
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Max	458.1028	
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Min	-549.5106	549.5106
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Max	556.4628	
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Min	-516.4734	556.4628
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Max	499.6099	
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Min	-540.6409	540.6409
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Max	520.1249	
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Min	-471.0617	520.1249
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Max	440.9002	
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Min	-586.3743	586.3743
taglio medio [t]				529.6061

Di seguito (tab. 3.21) si riportano i tagli complessivi massimo e minimo alla base della struttura dovuti a ciascuno dei sette accelerogrammi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Occasionale*” e il corrispondente massimo in valore assoluto. Nell’ultima riga della tabella si valuta il valore medio degli spostamenti massimi dell’edificio generati da ogni sisma.

Tabella 3.21: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Occasionale*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Max	586.8754	
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Min	-588.1955	588.1955
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Max	577.5804	
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Min	-586.1811	586.1811
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Max	590.7636	
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Min	-586.4006	590.7636
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Max	412.8948	
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Min	-527.4089	527.4089
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Max	584.6509	
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Min	-566.9537	584.6509
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Max	586.2320	
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Min	-585.2395	586.2320
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Max	546.0533	
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Min	-544.4941	546.0533
taglio medio [t]				572.7836

Di seguito (tab. 3.22) si riportano i tagli complessivi massimo e minimo alla base della struttura dovuti a ciascuno dei sette accelerogrammi spettro–compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Raro*” e il corrispondente massimo in valore assoluto. Nell’ultima riga della tabella si valuta il valore medio dei tagli massimi dell’edificio generati da ogni sisma.

Tabella 3.22: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Raro*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Max	620.1816	
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Min	-593.4757	620.1816
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Max	595.7079	
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Min	-602.127	602.1270
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Max	608.1725	
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Min	-597.8713	608.1725
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Max	598.9189	
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Min	-624.0213	624.0213
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Max	597.555	
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Min	-611.3953	611.3953
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Max	590.7313	
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Min	-618.1276	618.1276
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Max	617.9551	
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Min	-598.4002	617.9551
taglio medio [t]				614.5686

Di seguito (tab. 3.23) si riportano i tagli complessivi massimo e minimo alla base della struttura dovuti a ciascuno dei sette accelerogrammi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Molto Raro*” e il corrispondente massimo in valore assoluto. Nell’ultima riga della tabella si valuta il valore medio dei tagli massimi dell’edificio generati da ogni sisma.

Tabella 3.23: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Molto Raro*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Max	610.7728	
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Min	-603.3293	610.7728
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Max	584.7327	
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Min	-630.4091	630.4091
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Max	606.8012	
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Min	-625.603	625.6030
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Max	622.414	
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Min	-627.283	627.2830
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Max	602.9652	
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Min	-626.3125	626.3125
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Max	605.7187	
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Min	-665.8502	665.8502
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Max	613.3053	
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Min	-611.4929	613.3053
taglio medio [t]				628.5051

3.5.3.2.3. Punti di verifica sulla Mappa dei Comportamenti della struttura nel diagramma Forze-Spostamenti

Nei paragrafi precedenti (cfr. § 3.5.3.2.1.–3.5.3.2.2.) sono stati determinati dei “*punti di verifica*” per la struttura. Essi sono individuati dal massimo spostamento in valore assoluto del primo piano in funzione del taglio complessivo massimo in valore assoluto alla base, per ogni sisma con cui è stato sollecitato l’edificio per ciascuno dei “*livelli di intensità sismica*” considerati.

Si decide di plottare questi punti (*punti di verifica*) sulla *Mappa dei Comportamenti* della struttura nel diagramma Forze-Spostamenti per verificare che intercettino la curva di progetto della struttura determinata nella fase iniziale (di progettazione) al fine di soddisfare degli “*obiettivi prestazionali*”, per il particolare sito considerato.

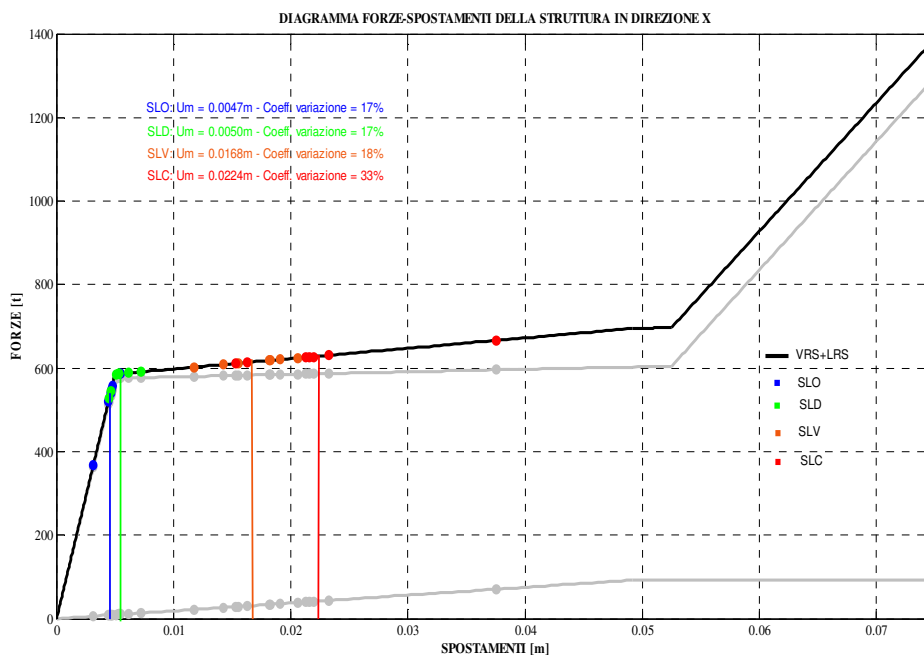


Figura 3.73– Verifica della struttura in direzione x sulla Mappa dei comportamenti nel diagramma Forze-Spostamenti.

Dalla Figura 3.73 è facile osservare che i punti di verifica si sovrappongono perfettamente alla curva di progetto della struttura.

I punti blu rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Frequente*”; i punti verdi rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Occasionale*”; i punti arancioni rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Raro*”; i punti rossi rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Molto Raro*”.

Le linee verticali degli stessi colori mostrano i punti medi di ciascun livello di intensità sismica considerato.

In particolare, la struttura quando viene sollecitata da dei sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Frequente*” (punti blu) è in grado di soddisfare il “livello prestazionale” di “*Fully Operational*” trovandosi ancora in campo elastico lineare: tutti i punti in blu, se pur al limite, sono disposti lungo il primo tratto della “curva obiettivo”. Infatti, il valore medio 0.0047m calcolato per gli spostamenti subiti dalla

struttura soggetta ad un “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*”, si dispone, prima dello spostamento di snervamento della struttura, $\delta_y = 0.005\text{m}$.

In caso di sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Occasionale*” la struttura inizia a plasticizzarsi, in quanto i punti si dispongono in parte lungo il tratto elastico lineare e in parte lungo il secondo ramo della “*curva obiettivo*”. Dal momento che è opportuno considerare la situazione, in media, generata dai sismi presi in considerazione nel caso di “*Terremoto Occasionale*”, si nota che il valore medio cade proprio in corrispondenza del limite di 0.0050m: è il valore di riferimento considerato nella costruzione della *curva obiettivo*, in corrispondenza del quale si posiziona lo snervamento della struttura e lo spostamento atteso in corrispondenza del livello di intensità sismica cosiddetto “*Terremoto Occasionale*”.

In caso di sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Raro*”, la struttura è ancora in grado di soddisfare il “*livello prestazionale*” di “*Life-Safe*” manifestando degli spostamenti inferiori a 0.0525m. Infatti, il valore medio degli spostamenti registrati in corrispondenza di “*Terremoto Raro*” è pari a 0.0168m, molto più piccolo di 0.0525m.

Inoltre, anche nel caso di sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Molto Raro*” la struttura è ancora in grado di soddisfare il “*livello prestazionale*” di “*Life-Safe*”. Infatti, il valore medio degli spostamenti manifestati in questa circostanza è 0.0224m, ancora di molto inferiore al limite di 0.0525m.

Dal diagramma riportato in Figura 3.73 è possibile notare che l’andamento della “*curva obiettivo*” è definito dalla somma del sistema di pilastri (*Vertical Resisting System, VRS*), cioè del sistema progettato per resistere ai carichi verticali che, con la propria rigidità laterale contribuisce a resistere anche i carichi orizzontali, e del sistema resistente ai carichi orizzontali (*Lateral Resisting System, LRS*) costituito dai *dispositivi isteretici a forma di “stella”*.

Anche per il VRS e per l’LRS si possono definire dei *punti di verifica*.

Nel caso del sistema resistente alle azioni verticali, (VRS), costituito dall’insieme dei pilastri, i punti di verifica sono rappresentati dal massimo spostamento in valore assoluto del primo piano e dalla massima reazione orizzontale in valore assoluto nelle cerniere di base, per ogni sisma con cui è stato sollecitato l’edificio per ciascuno dei “*livelli di intensità sismica*” considerati.

Per il sistema resistente alle azioni orizzontali, (*LRS*), invece, i punti di verifica sono individuati dal massimo spostamento in valore assoluto e dalla massima forza in valore assoluto del singolo elemento resistente alle azioni orizzontali, per ogni sisma con cui è stato sollecitato l'edificio per ciascuno dei “*livelli di intensità sismica*” considerati.

In entrambi i casi, plottando questi punti, si può notare la loro precisa sovrapposizione con le curve di progetto che descrivono, separatamente, il VRS e l'LRS.

Questa è un'ulteriore verifica di quanto già ripetuto in precedenza: la curva di progetto della struttura nasce dalla somma della curva individuata per il sistema di pilastri e della curva individuata per il sistema resistente alle azioni orizzontali costituito dai *dispositivi isteretici a forma di “stella”* disposti tra il piano terra e il primo piano.

3.5.3.2.3.1. Confronto con la normativa

È interessante vedere come si relazionano gli spostamenti registrati sulla struttura in direzione x nel caso dei quattro “*livelli di intensità sismica*” considerati, rispetto ai valori limite citati nella normativa.

Innanzitutto, la normativa prevede che al *livello prestazionale* di “*Occasional*”, definito *Stato Limite di Danno*, la struttura abbia uno spostamento che non deve superare lo 0.5%h.

$$\Delta_s \leq 0.5\%h$$

In questo caso, poiché l'altezza di interpiano h è 3.5m, lo spostamento risulta essere 0.0175m.

Inoltre, per quanto riguarda il *livello prestazionale* di “*Near-Collapse*”, definito *Stato Limite di Collasso*, la struttura deve registrare uno spostamento inferiore alla capacità ultima della sezione del pilastro.

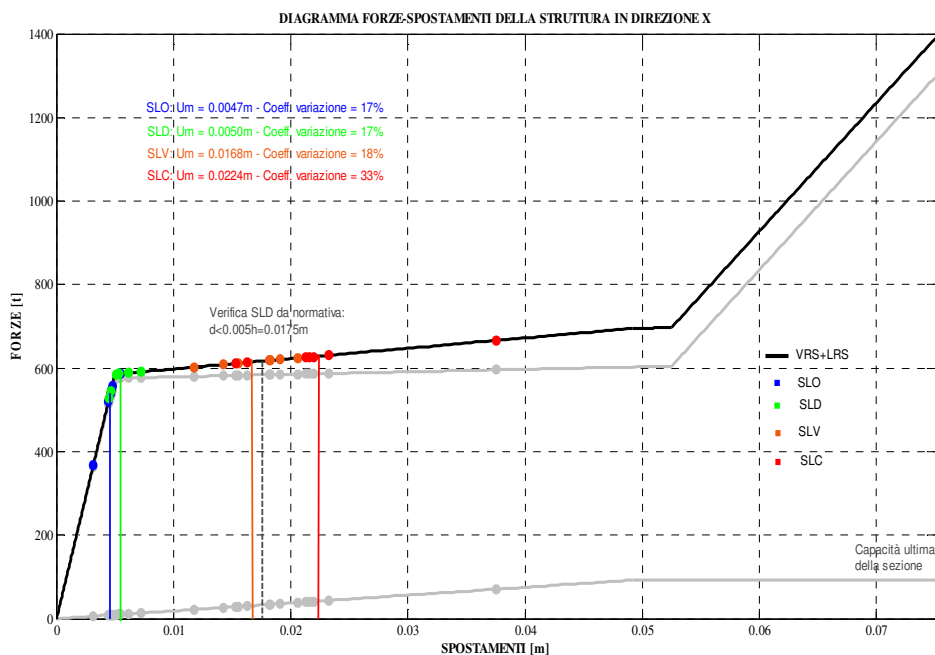


Figura 3.74 – Confronto tra i valori di spostamento sulla Mappa dei comportamenti della struttura in direzione x nel diagramma Forze-Spostamenti e i limiti riportati nel *D.M.08*.

Osservando la Figura 3.74, è possibile notare che lo spostamento limite da normativa allo *Stato Limite di Danno* è di gran lunga superiore allo spostamento medio registrato in corrispondenza dei “livelli di intensità sismica” definiti “*Terremoto Frequente*”, “*Terremoto Occasionale*” e “*Terremoto Raro*”. Da questa osservazione si può affermare che la verifica da questo punto di vista è ampiamente soddisfatta.

In più, tenendo conto del fatto che lo spostamento ultimo calcolato per la sezione del pilastro in direzione debole è circa 0.10m, e che lo spostamento medio che si ha per il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Molto Raro*” è pari a 0.0224m, anche in questo caso la verifica è ampiamente soddisfatta.

3.5.4. MODELLO IN DIREZIONE Y

Il modello piano del telaio in direzione y, riportato nella figura seguente (Figura 3.75) è stato ottenuto schiacciando tutti i sette telai presenti in direzione y, in un unico telaio.

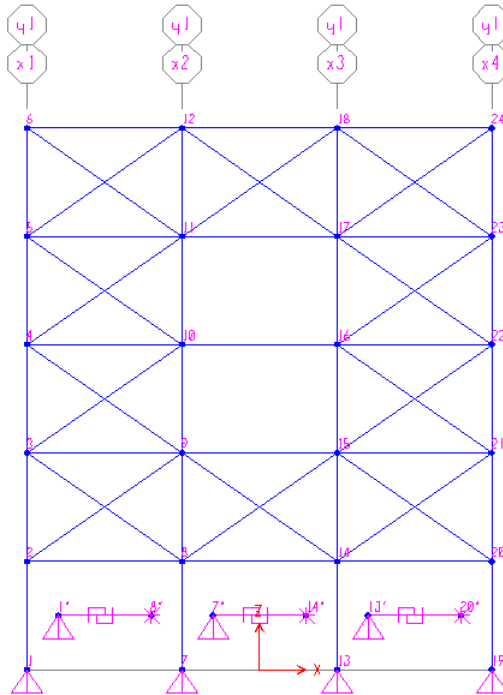


Figura 3.75 – Modello piano dell'edificio in direzione y.

Si definiscono le sezioni come da progetto (cfr. § 3.1.11.):

- travi: HEB340;
- pilastri: HEB300;
- diagonali: UPN260.

Si realizza una struttura pendolare inserendo le cerniere nei nodi di travi e diagonali in modo da impedire la trasmissione di momento flettente.

La massa dell'edificio viene attribuita disponendo delle masse concentrate nei nodi della struttura.

3.5.4.1. MODELLAZIONE DEGLI ELEMENTI RESISTENTI ALLE AZIONI ORIZZONTALI MEDIANTE DEI MULTILINEAR PLASTIC DI TIPO KINEMATIC

I *dispositivi isteretici a forma di “stella”* vengono modellati mediante l'utilizzo di Link a comportamento non lineare.

In particolar modo, otto elementi resistenti alle azioni orizzontali vengono modellati con un NL-Link, quindi, in una direzione si dispongono 3 NL-Link, tenendo conto di disporre nella realtà i dispositivi non solo sulle due facciate esterne, ma anche in corrispondenza di due telai interni, in quanto i dispositivi isteretici disposti in direzione y sono in totale 24.

Ciascun NL-Link viene disegnato come un elemento orizzontale, nelle cui estremità vengono riportati gli stessi vincoli presenti, rispettivamente, nei nodi di base e nei nodi di primo piano, attraverso l'utilizzo di *Restraints* e *Constraints* di piano. Infatti, i nodi dell'NL-Link sono denominati attraverso un apice. Nella rappresentazione grafica dell'NL-Link appare, quindi, una cerniera nella sua estremità sinistra che blocca lo spostamento; mentre nella sua estremità destra un nodo in cui viene bloccata la traslazione in direzione verticale e la rotazione, (Figura 3.75). Quest'ultimo, inoltre, è caratterizzato anche da un *Equal*, lo stesso presente nel nodo corrispondente al primo piano, in modo da garantire lo stesso spostamento in direzione x. Tale *Equal* viene riportato anche nei nodi presenti su tutta l'altezza della pilastrata, in modo da garantire un comportamento il più simile possibile a quello di un oscillatore semplice. In ogni NL-Link si definisce un *Equal* differente.

I parametri richiesti dal programma SAP 2000 per modellare ciascuno degli otto elementi resistenti alle azioni orizzontali attraverso un NL-Link di tipo Multilinear Plastic Kinematic, sono:

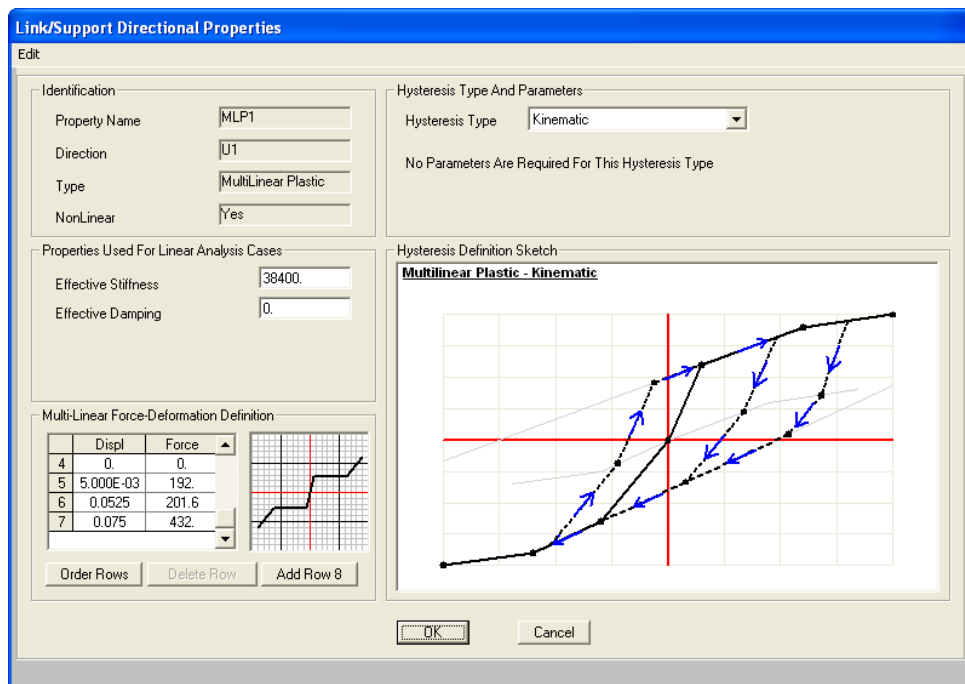
- Effective Stiffness;
- Multi-Linear Force-Deformation Definition;

Si riportano in una tabella (Tabella 3.24) i parametri con cui è stato schematizzato il digramma Forze-Spostamenti degli otto elementi resistenti alle azioni orizzontali, a partire dal legame costitutivo fornito dalla ditta produttrice per il singolo dispositivo isteretico, così come mostrato nel paragrafo 3.4.3.2.

Tabella 3.24: Parametri con cui è stato schematizzato il diagramma Forze-Spostamenti degli otto elementi resistenti alle azioni orizzontali.

PARAMETRI: 8 LRCs	
rigidezza iniziale, K_1 [t/m]	38400
spostamento di snervamento, δ_y [m]	0.005
forza di snervamento, F_y [t]	192
spostamento, δ_h [m]	0.0525
forza, F_h [t]	201.6
spostamento ultimo [m]	0.075
forza ultima [t]	432

Nella Figura 3.76 è riportata la finestra del programma in cui si sono andati ad inserire i parametri necessari per definire l'NL-Link chiamato Multilinear Plastic.

**Figura 3.76** – Parametri necessari per definire l'NL-Link chiamato Multilinear Plastic di tipo Kinematic.

Si riporta il modello piano dell'edificio in direzione y e realizzato con *SAP 2000*:

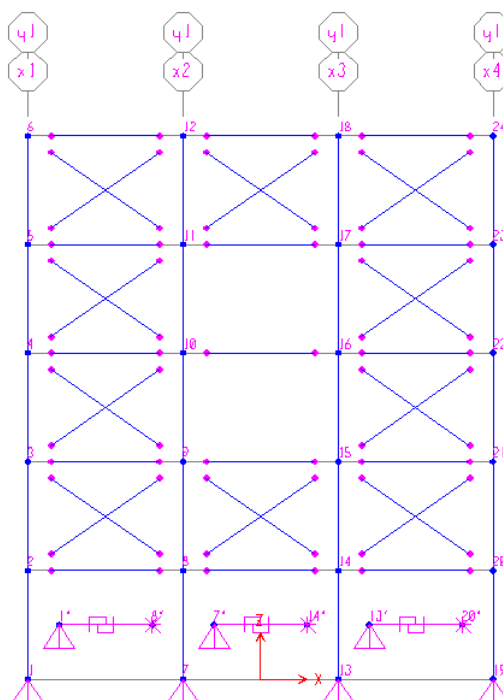


Figura 3.77 – Modello piano dell'edificio in direzione y.

3.5.4.2. MODELLAZIONE DEL COMPORTAMENTO DEI PILASTRI MEDIANTE L'UTILIZZO DI CERNIERE PLASTICHE

Nella fase di progettazione il comportamento dei pilastri è stato approssimato considerando un comportamento elastico-perfettamente plastico; per poter riscontrare un comportamento simile anche nella fase di verifica, occorre disporre delle cerniere plastiche nelle sezioni dei pilastri che risultano maggiormente sollecitate.

Si ricorda che lo schema statico in cui lavora ciascuna pilastrata è il seguente:

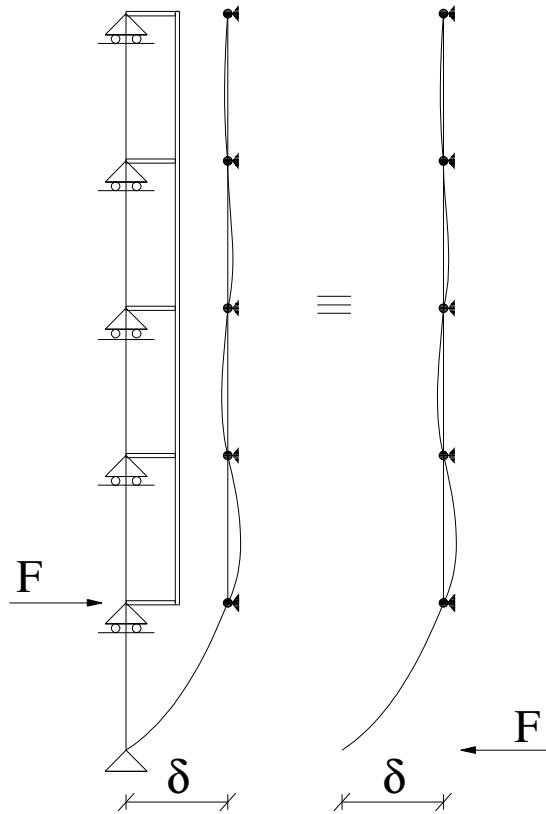


Figura 3.78 – Schema statico della pilastrata dell’edificio a cinque piani.

Si riportano anche l’andamento della deformata (fig. 3.79) e la distribuzione dei momenti flettenti (fig. 3.80):

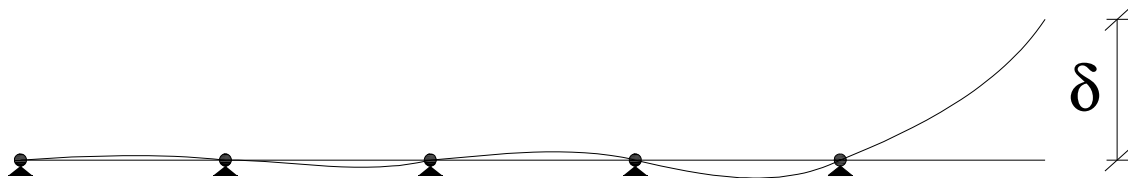


Figura 3.79 – Andamento della deformata della pilastrata dell’edificio a cinque piani derivante dalla risoluzione dello schema statico in fig. 3.78.

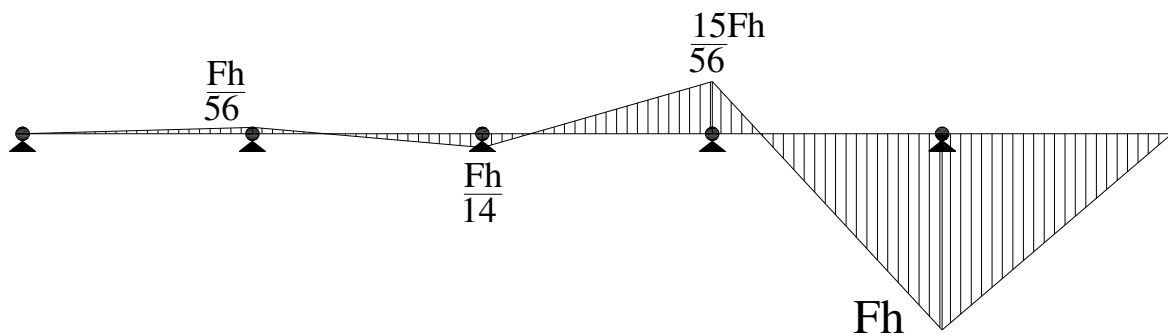


Figura 3.80 – Distribuzione dei momenti flettenti della pilastrata dell’edificio a cinque piani derivante dalla risoluzione dello schema statico in fig. 3.78.

3.5.4.2.1. Valutazione del momento di snervamento dei pilastri

Il momento flettente in corrispondenza del quale la sezione del pilastro, disposta secondo la sua direzione forte, raggiunge lo snervamento è stato valutato in Appendice C (par. C.2.1.1.).

- Per un pilastro HEB300 disposto nella *direzione forte*:

$$M_y = 32.62t \cdot m \quad (4.4)$$

3.5.4.2.2. Disposizione delle cerniere plastiche

E' stata definita, quindi, la cerniera plastica da inserire nei pilastri disposti nella loro direzione debole:

- Per un pilastro HEB300 disposto nella *direzione forte*:
 - Cerniera FH1: si attiva quando il momento raggiunge un valore pari a $M_3 = 32.62 \text{ tm}$

Nella Figura 3.81 è riportata la finestra del programma in cui si sono andati ad inserire i parametri necessari per definire le cerniere plastiche.

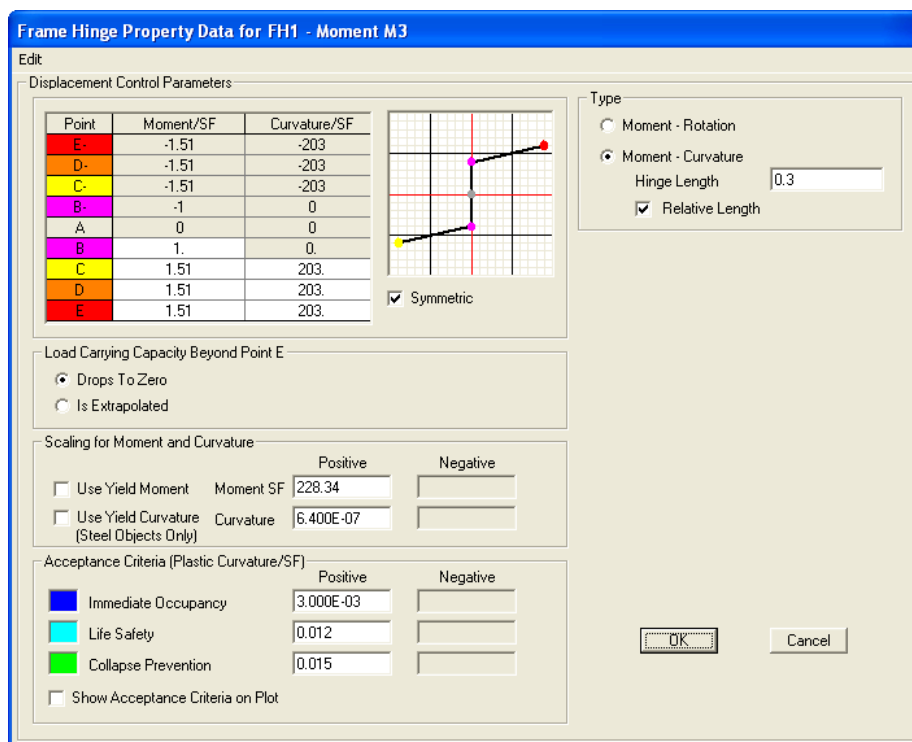


Figura 3.81 – Parametri necessari per definire la cerniera plastica FH1 inserire nei pilastri disposti nella direzione forte.

Il diagramma momento-curvatura, riportato nell'interfaccia grafica, è adimensionalizzato rispetto ai valori di momento e curvatura di snervamento.

Infatti, è opportuno calcolare il rapporto tra momento ultimo, M_u , e momento di snervamento, M_y , i cui valori per la sezione HEB300 del pilastro, disposta secondo la sua direzione forte, sono riportati nel paragrafo C.2.2.3.:

$$\frac{M_u}{M_y} = \frac{49.24t}{32.62t} = 1.51$$

Si nota, quindi, che, in realtà, nella definizione del diagramma momento-curvatura che caratterizza la cerniera plastica è presente una certa percentuale di incrudimento.

Inoltre, è necessario calcolare anche il rapporto tra curvatura ultima, χ_u , e curvatura di snervamento, χ_y , i cui valori per la sezione HEB300 del pilastro, disposta secondo la sua direzione forte, sono riportati nel paragrafo C.2.2.4.:

$$\frac{\chi_u}{\chi_y} = \frac{0.013\text{cm}^{-1}}{0.000064\text{cm}^{-1}} = 203$$

Come si può osservare dalla fig. 3.81 i valori di snervamento dei pilastri che sono stati inseriti sono quelli ottenuti nella (4.4) moltiplicati per sette, ovvero per il numero di pilastri che ciascuna pilastrata rappresenta nel modello piano dell'edificio.

- Cerniera FH1: HEB300 nella *direzione forte*

Yield Moment	$M_y = 7 \cdot 32.62 \text{ t} \cdot \text{m} = 228.34 \text{ t} \cdot \text{m}$
--------------	--

La curvatura di snervamento, invece, è sempre la stessa:

Yield Curvature	$\chi_y = 0.000064\text{cm}^{-1} = 0.00000064\text{m}^{-1}$
-----------------	---

La lunghezza della cerniera plastica viene assunta pari all'altezza della sezione in acciaio del pilastro:

Hinge Length	0.3m
--------------	------

Le cerniere plastiche vengono inserite nella sezione di estremità superiore del pilastro del primo piano come mostrato in Figura 3.82.

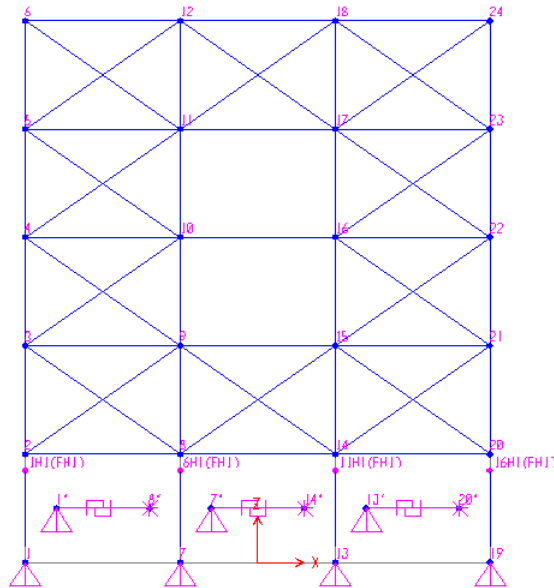


Figura 3.82 – Disposizione delle cerniere plastiche nel modello con *SAP 2000*.

3.5.4.2.3. Valutazione dello spostamento di snervamento dei pilastri

Noto il valore del momento in corrispondenza del quale si ha lo snervamento della sezione, si vuole stimare il valore dello spostamento in corrispondenza del quale, secondo lo schema statico adottato, si raggiunge tale momento nella sezione maggiormente sollecitata. Il procedimento viene riportato nell'Appendice C, paragrafo C.2.1.3.

Lo spostamento di snervamento dei pilastri è:

$$\delta_y = 4.72 \text{ cm}$$

3.5.5. TARATURA DEL MODELLO IN DIREZIONE Y: ANALISI MODALE

Per verificare l'esattezza del modello descritto nel paragrafo precedente, si è deciso di svolgere l'analisi modale della struttura riconducendola a un sistema ad un grado di libertà (SDOF). Per fare questo, è sufficiente disporre dei *Constraints* di piano nei nodi che si trovano al di sopra del primo piano in modo che risultino vincolati ad avere un uguale spostamento in direzione x.

Sotto tale approssimazione la struttura è stata effettivamente modellata come un oscillatore semplice, per cui, facendo un'analisi modale, è stato ricavato il periodo corrispondente al

primo modo di vibrare della struttura ed è stato confrontato con quello che si ottiene a partire dalla rigidezza iniziale K_1 valutata per la struttura in esame. Infatti, note:

$$K_1 = 116872 \frac{\text{t}}{\text{m}} \quad \text{rigidezza del tratto elastico della curva obiettivo}$$

$$m = 270 \frac{\text{ts}^2}{\text{m}} \quad \text{massa totale della struttura}$$

il periodo si ottiene invertendo la relazione $K_1 = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot m}{T_1^2}$:

$$T_1 = \sqrt{\frac{4 \cdot \pi^2 \cdot m}{K_1}} = 0.302\text{s}$$

Dall'analisi modale è possibile notare che il valore di periodo è pressoché uguale a quello che si attendeva.

Nella figura seguente (fig. 3.83) è riportata la deformata dovuta al primo modo di vibrare della struttura e il corrispondente periodo.

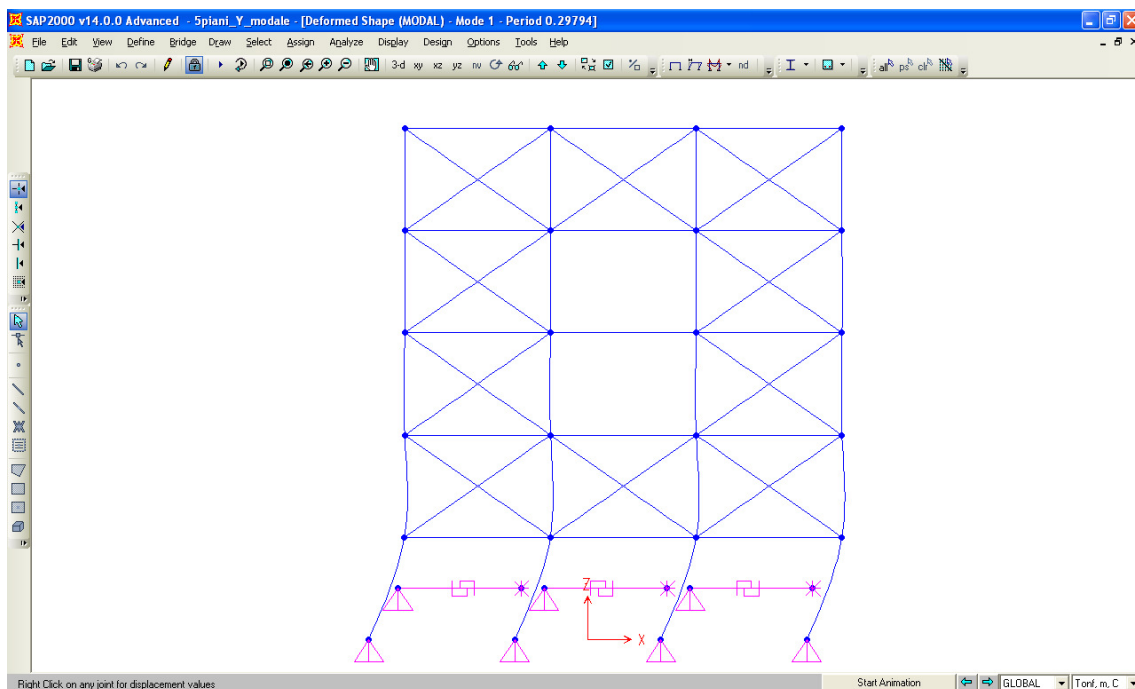


Figura 3. 83 – Deformata e periodo corrispondente al primo modo di vibrare della struttura, ottenuta dall'analisi modale della struttura in direzione y e modellata come oscillatore semplice.

3.5.6. ANALISI DINAMICHE NON LINEARI DI TIPO TIME-HISTORY IN DIREZIONE Y

Si procede con la verifica della struttura in direzione y tramite delle analisi dinamiche non lineari di tipo *time-history*.

Il telaio piano verrà sollecitato con accelerogrammi spettro-compatibili al “*livello di intensità sismica*” che verrà di volta in volta preso in esame.

3.5.6.1. ACCELEROGRAMMI SPETTROCOMPATIBILI

Gli accelerogrammi spettro-compatibili applicati al modello piano in direzione y per i quattro livelli di intensità sismica sono gli stessi utilizzati nel caso del modello piano in direzione x.

3.5.6.2. RISULTATI DELLE ANALISI TIME-HISTORY DELL’EDIFICIO CON DISPOSITIVI ISTERETICI A FORMA DI “STELLA”

3.5.6.2.1. Spostamento massimo del primo piano

Si considerano gli spostamenti massimo e minimo del primo piano della struttura per ciascuno dei sette accelerogrammi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*” e si prende il corrispondente massimo in valore assoluto.

Si calcola il valore medio degli spostamenti massimi della struttura per ogni sisma.

In Tabella 3.25 si riportano i valori medi degli spostamenti massimi e minimi, registrati in ognuno dei sette nodi del primo piano, per ciascun sisma definito “*Terremoto Frequente*” e il corrispondente massimo in valore assoluto. Nell’ultima riga della tabella si valuta il valore medio degli spostamenti massimi dell’edificio generati da ogni sisma.

Tabella 3.25: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Max	0.003234	
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Min	-0.003189	0.003234
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Max	0.004764	
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Min	-0.00485	0.004850
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Max	0.004731	
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Min	-0.003845	0.004731
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Max	0.004547	
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Min	-0.004773	0.004773
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Max	0.004349	
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Min	-0.004037	0.004349
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Max	0.003996	
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Min	-0.004502	0.004502
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Max	0.005195	
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Min	-0.003323	0.005195
spostamento medio [m]				0.004519

Si considerano gli spostamenti massimo e minimo del primo piano della struttura per ciascuno dei sette accelerogrammi spettro–compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Occasionale*” e il corrispondente massimo in valore assoluto.

Si calcola il valore medio degli spostamenti massimi della struttura per ogni sisma.

In Tabella 3.26 si riportano i valori medi degli spostamenti massimi e minimi, registrati in ognuno dei sette nodi del primo piano, per ciascun sisma definito “*Terremoto Occasionale*” e il corrispondente massimo in valore assoluto. Nell’ultima riga della tabella si valuta il valore medio degli spostamenti massimi dell’edificio generati da ogni sisma.

Tabella 3.26: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Occasionale*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Max	0.006135	
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Min	-0.005386	0.006135
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Max	0.005661	
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Min	-0.004413	0.005661
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Max	0.005227	
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Min	-0.006392	0.006392
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Max	0.004236	
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Min	-0.003338	0.004236
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Max	0.004929	
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Min	-0.005074	0.005074
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Max	0.005185	
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Min	-0.005158	0.005185
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Max	0.004421	
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Min	-0.004199	0.004421
spostamento medio [m]				0.004901

Si considerano gli spostamenti massimo e minimo del primo piano della struttura per ciascuno dei sette accelerogrammi spettro–compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Raro*” e il corrispondente massimo in valore assoluto.

Si calcola il valore medio degli spostamenti massimi della struttura per ogni sisma.

In Tabella 3.27 si riportano i valori medi dei massimi spostamenti in valore assoluto, registrati in ognuno dei sette nodi del primo piano, per ciascun sisma definito “*Terremoto Raro*”. Nell’ultima riga della tabella si valuta il valore medio degli spostamenti massimi dell’edificio generati da ogni sisma.

Tabella 3.27: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Raro”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Max	0.011078	
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Min	-0.014859	0.014859
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Max	0.011577	
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Min	-0.009979	0.011577
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Max	0.010359	
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Min	-0.013068	0.013068
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Max	0.019363	
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Min	-0.011621	0.019363
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Max	0.014201	
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Min	-0.00951	0.014201
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Max	0.016318	
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Min	-0.007099	0.016318
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Max	0.010103	
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Min	-0.016723	0.016723
spostamento medio [m]				0.015158

Si considerano gli spostamenti massimo e minimo del primo piano della struttura per ciascuno dei sette accelerogrammi spettro–compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Molto Raro*” e il corrispondente massimo in valore assoluto.

Si calcola il valore medio degli spostamenti massimi della struttura per ogni sisma.

In Tabella 3.28 si riportano i valori medi dei massimi spostamenti in valore assoluto, registrati in ognuno dei sette nodi del primo piano, per ciascun sisma definito “*Terremoto Molto Raro*”. Nell’ultima riga della tabella si valuta il valore medio degli spostamenti massimi dell’edificio generati da ogni sisma.

Tabella 3.28: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Molto Raro*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Max	0.012447	
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Min	-0.014361	0.014361
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Max	0.019984	
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Min	-0.0048	0.019984
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Max	0.019845	
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Min	-0.012916	0.019845
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Max	0.021843	
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Min	-0.018148	0.021843
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Max	0.020593	
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Min	-0.012344	0.020593
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Max	0.029444	
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Min	-0.011181	0.029444
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Max	0.013371	
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Min	-0.016313	0.016313
spostamento medio [m]				0.020340

3.5.6.2.2. Taglio complessivo alla base

Di seguito (tab. 3.29) si riportano i tagli complessivi massimo e minimo alla base della struttura dovuti a ciascuno dei sette accelerogrammi spettro–compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*” e il corrispondente massimo in valore assoluto. Nell’ultima riga della tabella si valuta il valore medio dei tagli massimi dell’edificio generati da ogni sisma.

Tabella 3.29: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Max	384.3436	
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Min	-389.7579	389.7579
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Max	584.6435	
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Min	-574.2107	584.6435
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Max	463.3989	
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Min	-570.2553	570.2553
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Max	575.3285	
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Min	-548.0705	575.3285
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Max	486.6306	
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Min	-524.2367	524.2367
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Max	542.6404	
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Min	-481.6163	542.6404
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Max	422.7676	
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Min	-603.8188	603.8188
taglio medio [t]				541.5259

Di seguito (tab. 3.30) si riportano i tagli complessivi massimo e minimo alla base della struttura dovuti a ciascuno dei sette accelerogrammi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Occasionale*” e il corrispondente massimo in valore assoluto. Nell’ultima riga della tabella si valuta il valore medio dei tagli massimi dell’edificio generati da ogni sisma.

Tabella 3.30: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Occasionale*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	massima reazione alla base
Text	Text	Text	Tonf	in valore assoluto
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Max	604.955	
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Min	-609.4069	609.4069
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Max	599.1796	
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Min	-606.59	606.5900
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Max	610.9324	
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Min	-604.0119	610.9324
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Max	402.3837	
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Min	-510.6067	510.6067
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Max	603.1047	
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Min	-602.2442	603.1047
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Max	603.6017	
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Min	-603.7618	603.7618
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Max	506.07	
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Min	-532.8559	532.8559
taglio medio [t]				582.4655

Di seguito (tab. 3.31) si riportano i tagli complessivi massimo e minimo alla base della struttura dovuti a ciascuno dei sette accelerogrammi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Raro*” e il corrispondente massimo in valore assoluto. Nell’ultima riga della tabella si valuta il valore medio dei tagli massimi dell’edificio generati da ogni sisma.

Tabella 3.31: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Raro*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Max	661.2153	
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Min	-638.7592	661.2153
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Max	632.234	
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Min	-641.7227	641.7227
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Max	650.5768	
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Min	-634.4898	650.5768
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Max	641.9831	
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Min	-687.9623	687.9623
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Max	629.449	
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Min	-657.3104	657.3104
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Max	615.1279	
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Min	-669.8797	669.8797
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Max	672.288	
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Min	-632.9684	672.2880
taglio medio [t]				662.9936

Di seguito (tab. 3.32) si riportano i tagli complessivi massimo e minimo alla base della struttura dovuti a ciascuno dei sette accelerogrammi spettro–compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Molto Raro*” e il corrispondente massimo in valore assoluto. Nell’ultima riga della tabella si valuta il valore medio dei tagli massimi dell’edificio generati da ogni sisma.

Tabella 3.32: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Molto Raro*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Max	658.2578	
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Min	-646.8935	658.2578
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Max	591.4274	
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Min	-691.6534	691.6534
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Max	649.6753	
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Min	-690.8246	690.8246
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Max	680.7466	
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Min	-702.692	702.6920
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Max	646.2815	
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Min	-695.27	695.2700
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Max	639.3727	
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Min	-747.8344	747.8344
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Max	669.8496	
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Min	-652.3789	669.8496
taglio medio [t]				693.7688

3.5.6.2.3. Punti di verifica sulla Mappa dei Comportamenti della struttura sul diagramma Forze-Spostamenti

Nei paragrafi precedenti (cfr. § 3.5.6.2.1.– 3.5.6.2.2.) sono stati determinati dei “*punti di verifica*” per la struttura. Essi sono individuati dal massimo spostamento in valore assoluto del primo piano in funzione del taglio complessivo massimo in valore assoluto alla base, per ogni sisma con cui è stato sollecitato l’edificio per ciascuno dei “*livelli di intensità sismica*” considerati.

Si decide di plottare questi punti (*punti di verifica*) sulla *Mappa dei Comportamenti* della struttura nel diagramma Forze–Spostamenti per verificare che intercettino la curva di progetto della struttura determinata nella fase iniziale (di progettazione) al fine di soddisfare degli “*obiettivi prestazionali*”, per il particolare sito considerato.

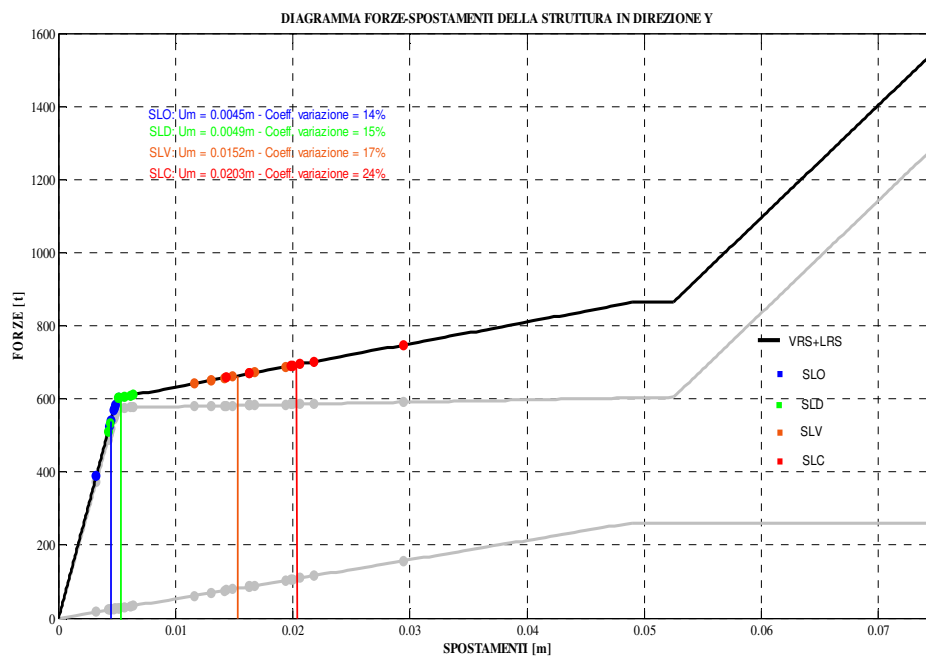


Figura 3.84 – Verifica della struttura in direzione y sulla Mappa dei comportamenti nel diagramma Forze-Spostamenti.

Dalla Figura 3.84 è facile osservare che i punti di verifica si sovrappongono perfettamente alla curva di progetto della struttura.

I punti blu rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro–compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*”; i punti verdi rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro–compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Occasionale*”;

i punti arancioni rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Raro*”; i punti rossi rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Molto Raro*”.

Le linee verticali degli stessi colori mostrano i punti medi di ciascun livello di intensità sismica considerato.

In particolare, la struttura quando viene sollecitata da dei sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*” (punti blu) è in grado di soddisfare il “*livello prestazionale*” di “*Fully Operational*” trovandosi ancora in campo elastico lineare: tutti i punti in blu, se pur al limite, sono disposti lungo il primo tratto della “*curva obiettivo*”. Infatti, il valore medio 0.0045m calcolato per gli spostamenti subiti dalla struttura soggetta ad un “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*”, si dispone, prima dello spostamento di snervamento della struttura, $\delta_y = 0.005\text{m}$.

In caso di sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Occasionale*” la struttura inizia a plasticizzarsi, in quanto i punti si dispongono in parte lungo il tratto elastico lineare e in parte lungo il secondo ramo della “*curva obiettivo*”. Dal momento che è opportuno considerare la situazione, in media, generata dai sismi presi in considerazione nel caso di “*Terremoto Occasionale*”, si nota che il valore medio cade a 0.0049m, poco prima del limite di 0.005m: è il valore di riferimento considerato nella costruzione della *curva obiettivo*, in corrispondenza del quale si posiziona lo snervamento della struttura e lo spostamento atteso in corrispondenza del livello di intensità sismica cosiddetto “*Terremoto Occasionale*”.

In caso di sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Raro*”, la struttura è ancora in grado di soddisfare il “*livello prestazionale*” di “*Life-Safe*” manifestando degli spostamenti inferiori a 0.0525m. Infatti, il valore medio degli spostamenti registrati in corrispondenza di “*Terremoto Raro*” è pari a 0.0152m, molto più piccolo di 0.0525m.

Inoltre, anche nel caso di sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Molto Raro*” la struttura è ancora in grado di soddisfare il “*livello prestazionale*” di “*Life-Safe*”. Infatti, il valore medio degli spostamenti manifestati in questa circostanza è 0.0203m, ancora di molto inferiore al limite di 0.0525m.

Dal diagramma riportato in Figura 3.84 è possibile notare che l'andamento della “*curva obiettivo*” è definito dalla somma del sistema di pilastri (*Vertical Resisting System, VRS*), cioè del sistema progettato per resistere ai carichi verticali che, con la propria rigidità laterale contribuisce a resistere anche i carichi orizzontali, e del sistema resistente ai carichi orizzontali (*Lateral Resisting System, LRS*) costituito dai *dispositivi isteretici a forma di “stella”*.

Anche per il VRS e per l'LRS si possono definire dei *punti di verifica*.

Nel caso del sistema resistente alle azioni verticali, (*VRS*), costituito dall'insieme dei pilastri, i punti di verifica sono rappresentati dal massimo spostamento in valore assoluto del primo piano e dalla massima reazione orizzontale in valore assoluto nelle cerniere di base, per ogni sisma con cui è stato sollecitato l'edificio per ciascuno dei “*livelli di intensità sismica*” considerati.

Per il sistema resistente alle azioni orizzontali, (*LRS*), invece, i punti di verifica sono individuati dal massimo spostamento in valore assoluto e dalla massima forza in valore assoluto del singolo elemento resistente alle azioni orizzontali, per ogni sisma con cui è stato sollecitato l'edificio per ciascuno dei “*livelli di intensità sismica*” considerati.

In entrambi i casi, plottando questi punti, si può notare la loro precisa sovrapposizione con le curve di progetto che descrivono, separatamente, il VRS e l'LRS.

Questa è un'ulteriore verifica di quanto già ripetuto in precedenza: la curva di progetto della struttura nasce dalla somma della curva individuata per il sistema di pilastri e della curva individuata per il sistema resistente alle azioni orizzontali costituito dai *dispositivi isteretici a forma di “stella”* disposti tra il piano terra e il primo piano.

3.5.6.2.4. Confronto con la normativa

È interessante vedere come si relazionano gli spostamenti registrati sulla struttura in direzione *y* nel caso dei quattro “*livelli di intensità sismica*” considerati, rispetto ai valori limite citati nella normativa.

Innanzitutto, la normativa prevede che al *livello prestazionale* di “*Occasional*”, definito *Stato Limite di Danno*, la struttura abbia uno spostamento che non deve superare lo 0.5%h.

$$\Delta_s \leq 0.5\%h$$

In questo caso, poiché l'altezza di interpiano *h* è 3.5m, lo spostamento risulta essere 0.0175m.

Inoltre, per quanto riguarda il *livello prestazionale* di “Near-Collapse”, definito *Stato Limite di Collasso*, la struttura deve registrare uno spostamento inferiore alla capacità ultima della sezione del pilastro.

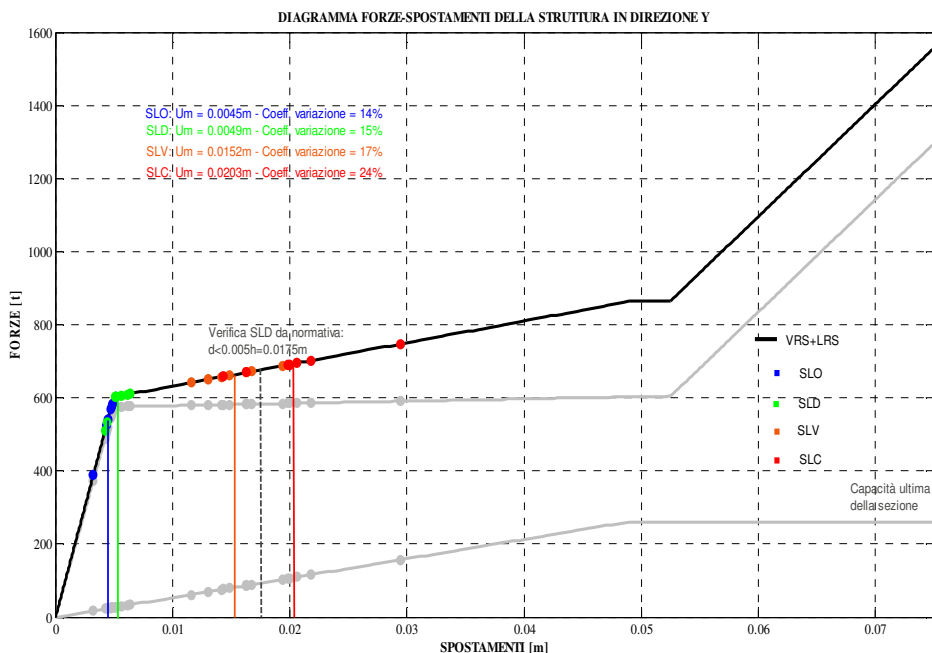


Figura 3.85 – Confronto tra i valori di spostamento sulla Mappa dei comportamenti della struttura in direzione y nel diagramma Forze-Spostamenti e i limiti riportati nel *D.M.08*.

Osservando la Figura 3.85, è possibile notare che lo spostamento limite da normativa allo *Stato Limite di Danno* è di gran lunga superiore allo spostamento medio registrato in corrispondenza dei “*livelli di intensità sismica*” definiti “*Terremoto Frequente*”, “*Terremoto Occasionale*” e “*Terremoto Raro*”. Da questa osservazione si può affermare che la verifica da questo punto di vista è ampiamente soddisfatta.

In più, tenendo conto del fatto che lo spostamento ultimo calcolato per la sezione del pilastro in direzione forte è molto più grande di 0.10m, e che lo spostamento medio che si ha per il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Molto Raro*” è pari a 0.0203m, anche in questo caso la verifica è ampiamente soddisfatta.

3.5.6.2.5. Confronto tra i risultati ottenuti per il modello piano in direzione x e il modello piano in direzione y

Per chiarezza vengono di seguito riportati i diagrammi Forze-Spostamenti della struttura sia nel caso del modello piano in direzione x che nel caso del modello piano in direzione y.

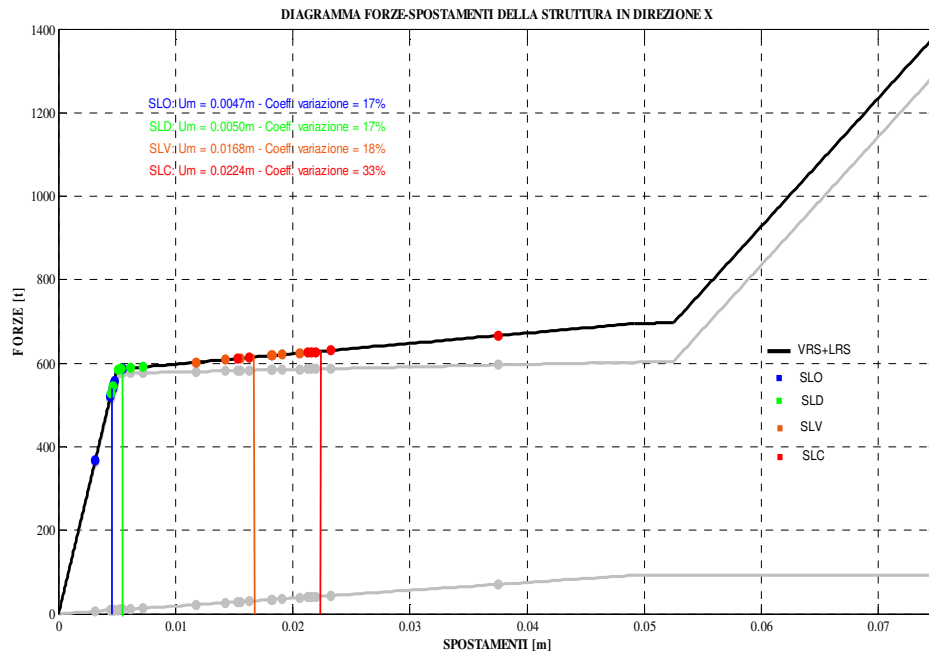


Figura 3.86 – Spostamenti registrati per la struttura in direzione x nel diagramma Forze-Spostamenti.

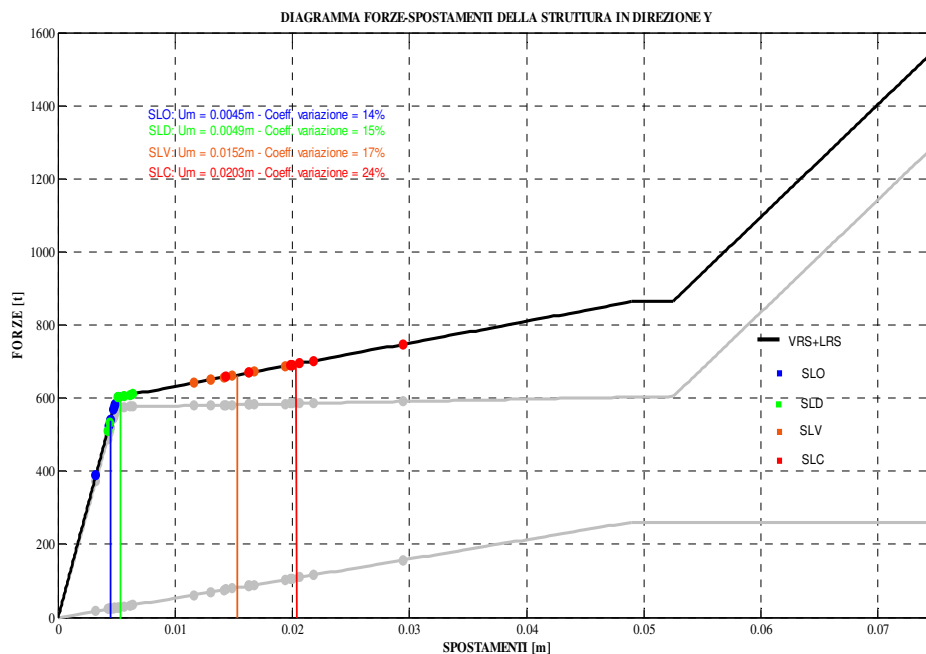


Figura 3.87 – Spostamenti registrati per la struttura in direzione y nel diagramma Forze-Spostamenti.

Nel caso dei due modelli piani si impiegano lo stesso numero di pilastri e lo stesso numero di dispositivi isteretici. Si evidenzia, però, il fatto che aumenta la rigidezza alla traslazione orizzontale del sistema dei pilastri.

Sostanzialmente, quindi, gli spostamenti medi che si ottengono per ciascun “*livello di intensità sismica*” considerato sulla struttura sono molto simili, in quanto il numero di dispositivi isteretici impiegato è sempre lo stesso in entrambe le direzioni. È possibile, però, evidenziare un lieve abbassamento degli spostamenti nel caso del modello piano della struttura in direzione *y*. Questo è dovuto al fatto che, in questo caso, pur avendo sempre lo stesso numero di pilastri, cambia la disposizione della loro sezione, secondo la propria direzione forte.

4. CASE STUDIES A CONFRONTO

4.0. INTRODUZIONE

Nel capitolo precedente sono state condotte delle analisi relativamente ad un edificio in acciaio a cinque piani situato in una zona a *media sismicità*, Bologna. In esso sono stati inseriti dei particolari *dispositivi isteretici*, forniti dalla ditta *Alga*, con lo scopo di realizzare uno specifico sistema resistente alle azioni orizzontali, tra piano terra e primo piano, per far in modo che il comportamento globale della struttura sia tale da soddisfare gli “*obiettivi prestazionali*” individuati nella *Mappa dei Comportamenti*. Questi particolari *dispositivi isteretici* sono caratterizzati da un numero variabile di stelle, da cui dipende la forza in corrispondenza dello snervamento, F_y . Nel case study precedentemente trattato, lo specifico sistema resistente alle azioni orizzontali è stato dimensionato considerando che la propria rigidezza in ambito elastico lineare è pari alla differenza tra la rigidezza iniziale di obiettivo e la rigidezza alle azioni orizzontali fornita dai pilastri. Tutto ciò è stato valutato considerando il numero massimo di stelle, 20, per ciascun dispositivo.

Sulla base delle considerazioni fatte osservando i risultati ottenuti nel diagramma Forze-Spostamenti della struttura, sia in direzione x che in direzione y , è interessante vedere cosa succede al variare del numero di stelle impiegato, in particolare, diminuendolo fino a 10 e ipotizzando di aumentarlo fino a 30, mantenendo costante, invece, il numero di dispositivi. Si procede, quindi, secondo un percorso inverso: si lavora sul sistema di *dispositivi isteretici*, ricercando, per tentativi, la soluzione ottimale affinché ci sia il rispetto degli *obiettivi prestazionali* inizialmente imposti.

Successivamente, si procede considerando di analizzare una zona con un diverso grado di sismicità. In particolare, continuando a mantenere invariato il numero di dispositivi in direzione x e y , si analizzano altre due situazioni differenti: zona a *bassa sismicità* (Milano) e zona ad *alta sismicità* (Reggio Calabria). In ciascun caso ciò che cambia è il numero di stelle inserite nei dispositivi, che viene fatto variare in maniera analoga al caso di Bologna.

Infine, si considera la situazione standard di 24 dispositivi isteretici con 20 stelle, sia in direzione x che in direzione y, applicati ad un edificio a tre piani situato in una zona a *media sismicità, bassa sismicità e alta sismicità*.

4.1. EDIFICIO IN ACCIAIO A 5 PIANI: MEDIA SISMICITA'

L'edificio che si considera è lo stesso del capitolo precedente, perciò per la relazione di calcolo della struttura si rimanda al capitolo 3 (cfr. § 3.1.). Anche il sistema resistente alle azioni verticali, costituito da travi e pilastri è analogo al caso precedente (cfr. § 3.4.1.), così come il contributo fornito dai pilastri, sia in direzione x (cfr. § 3.4.2.1), che in direzione y (cfr. § 3.4.3.1).

Ciò che varia, rispetto al case study precedente, è il legame costitutivo del *dispositivo isteretico* scelto e, di conseguenza, le potenzialità dello specifico sistema resistente alle azioni orizzontali.

4.1.1. DISPOSITIVO ISTERETICO CON 10 STELLE

Nella seguente Tabella 4.1 vengono riportate le caratteristiche fondamentali, calcolate in modo analogo al caso precedente, del singolo *dispositivo isteretico* in cui sono state disposte 10 stelle:

Tabella 4.1: Parametri con cui è stato schematizzato il diagramma Forze-Spostamenti del singolo elemento resistente alle azioni orizzontali.

PARAMETRI: LRC 10 stelle	
spostamento di snervamento, δ_y [m]	0.005
forza di snervamento, F_y [t]	12
rigidezza iniziale, K_1 [t/m]	2400
spostamento, δ_h [m]	0.0525
rigidezza, K_2 [t/m]	0.53%* K_1
spostamento ultimo, δ_u [m]	0.075
rigidezza, K_3 [t/m]	27%* K_1

Nella Figura 4.1 viene riportato il legame costitutivo del singolo *dispositivo isteretico* con 10 stelle:

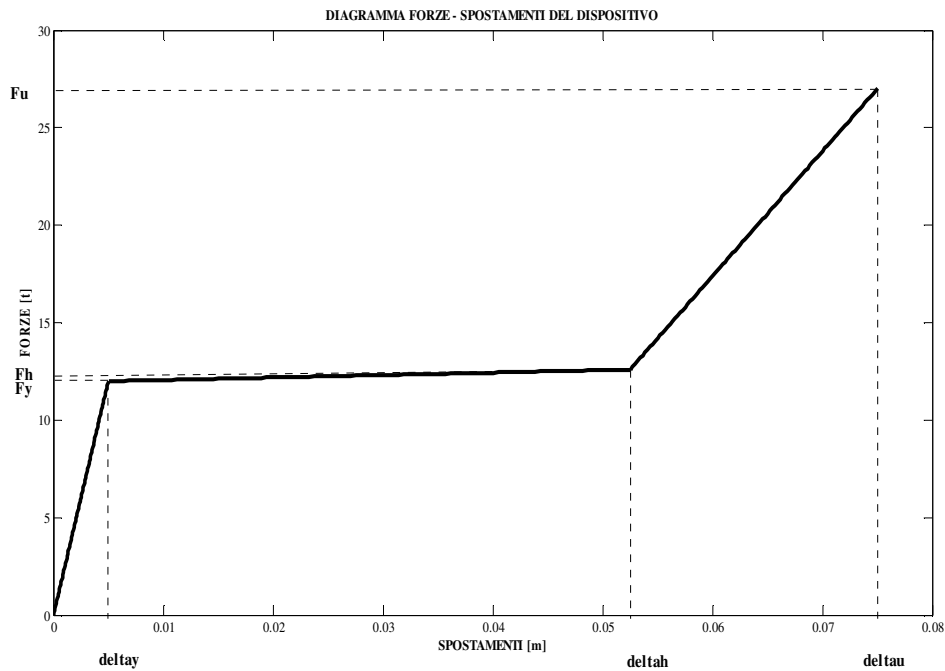


Figura 4.1 – Legame costitutivo del singolo dispositivo nel diagramma Forze-Spostamenti.

4.1.2. LRS COSTITUITO DA 24 DISPOSITIVI ISTERETICI CON 10 STELLE

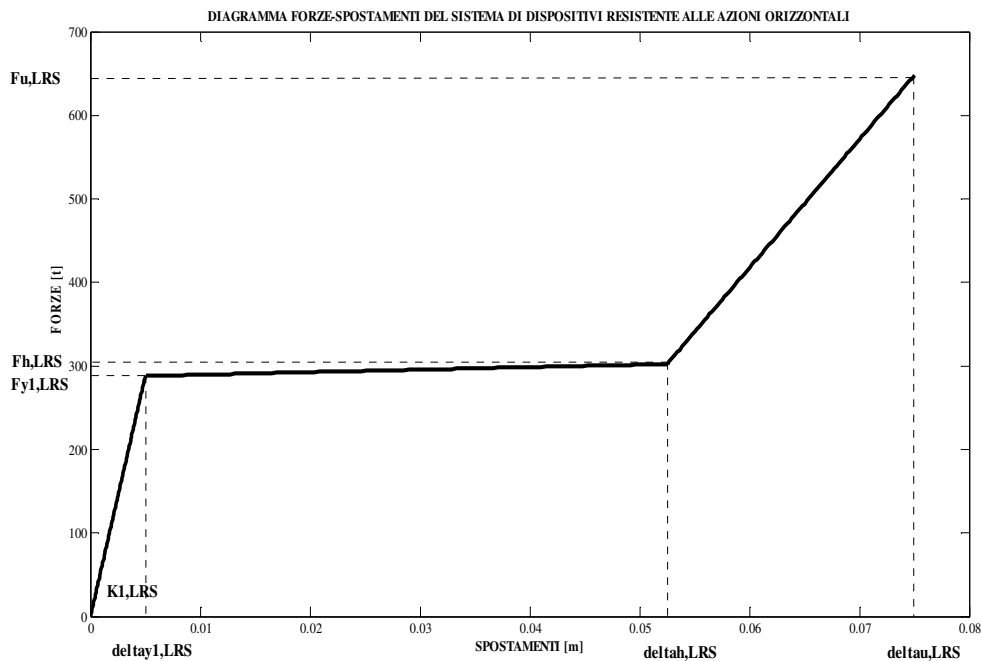
Sia in direzione x , che in direzione y si impiegano 24 *dispositivi isteretici* con 10 stelle che vengono disposti tra piano terra e primo piano della struttura presa in esame.

Nella seguente Tabella 4.2 vengono riportate le caratteristiche fondamentali, calcolate in modo analogo al caso precedente, dello specifico sistema resistente alle azioni orizzontali (*Lateral Resisting System, LRS*):

Tabella 4.2: Parametri con cui è stato schematizzato il diagramma Forze-Spostamenti dell'LRS

PARAMETRI: LRS	
spostamento di snervamento, δ_y [m]	0.005
forza di snervamento, F_y [t]	288
rigidezza iniziale, K_1 [t/m]	57600
rigidezza, K_2 [t/m]	303.16
spostamento, δ_h [m]	0.0525
forza, F_h [t]	302.4
rigidezza, K_3 [t/m]	15360
spostamento ultimo, δ_u [m]	0.075
forza ultima, F_u [t]	648

Nella Figura 4.2 viene riportato il diagramma Forze-Spostamenti del *Lateral Resisting System* costituito da 24 dispositivi:

**Figura 4.2** – Diagramma Forze-Spostamenti del Lateral Resisting System costituito da 24 dispositivi isteretici.

4.1.2.1. SCHEMATIZZAZIONE DI 4 LRCs IN DIREZIONE X

Dal momento che il modello piano in direzione x dell'edificio è costituito da 6 campate, si ipotizza di disporre due elementi resistenti alle azioni orizzontali in ogni campata, tra il piano terra e il primo piano, in corrispondenza di ciascuna facciata. È necessario, quindi, prendere in considerazione il legame costitutivo (F- δ) di quattro *dispositivi isteretici*.

Nella Tabella 4.3 vengono riportati i parametri con cui sono stati schematizzati quattro elementi resistenti alle azioni orizzontali in direzione x:

Tabella 4.3: Parametri con cui è stato schematizzato il diagramma Forze-Spostamenti di quattro elementi resistenti alle azioni orizzontali in direzione x

PARAMETRI: 4 LRCs	
spostamento di snervamento, δ_y [m]	0.005
forza di snervamento, F_y [t]	48
rigidezza iniziale, K_1 [t/m]	9600
rigidezza, K_2 [t/m]	50.88
spostamento, δ_h [m]	0.0525
forza, F_h [t]	50.4
rigidezza, K_3 [t/m]	2560
spostamento ultimo, δ_u [m]	0.075
forza ultima, F_u [t]	108

Nella Figura 4.3 viene riportato il diagramma Forze-Spostamenti di quattro *dispositivi isteretici* disposti in direzione x:

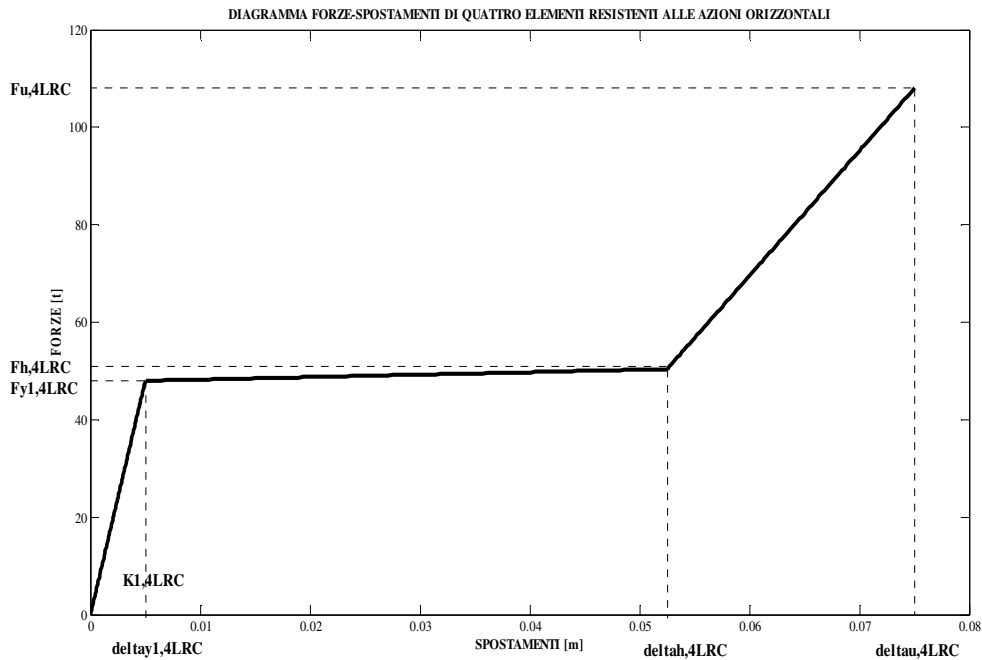


Figura 4.3 – Diagramma Forze-Spostamenti di quattro elementi resistenti alle azioni orizzontali in direzione x.

Questa schematizzazione (Tabella 4.3) è indispensabile per poter modellare i *dispositivi isteretici a forma di “stella”* tramite degli NL-Link (Multilinear Plastic di tipo Kinematic) con il programma *SAP2000* (cfr. § 4.1.3.1.) che verranno utilizzati nella fase finale di verifica della struttura.

4.1.2.2. SCHEMATIZZAZIONE DI 8 LRCs IN DIREZIONE Y

Nel caso del modello piano in direzione y si dispongono 6 elementi resistenti alle azioni orizzontali su ciascuna facciata e 12 elementi resistenti alle azioni orizzontali in due telai interni all’edificio. Considerando in tale modello si hanno 3 campate, è necessario, in questo caso, prendere in considerazione il legame costitutivo (F- δ) di otto *dispositivi isteretici*, le cui caratteristiche sono riportate nella Tabella 4.4:

Tabella 4.4: Parametri con cui è stato schematizzato il diagramma Forze-Spostamenti di otto elementi resistenti alle azioni orizzontali in direzione y.

PARAMETRI: 8 LRCs	
spostamento di snervamento, δ_y [m]	0.005
forza di snervamento, F_y [t]	96
rigidezza iniziale, K_1 [t/m]	19200
rigidezza, K_2 [t/m]	101.76
spostamento, δ_h [m]	0.0525
forza, F_h [t]	100.8
rigidezza, K_3 [t/m]	5120
spostamento ultimo, δ_u [m]	0.075
forza ultima, F_u [t]	432

Nella Figura 4.4 viene riportato il diagramma Forze-Spostamenti di otto *dispositivi isteretici* disposti in direzione y:

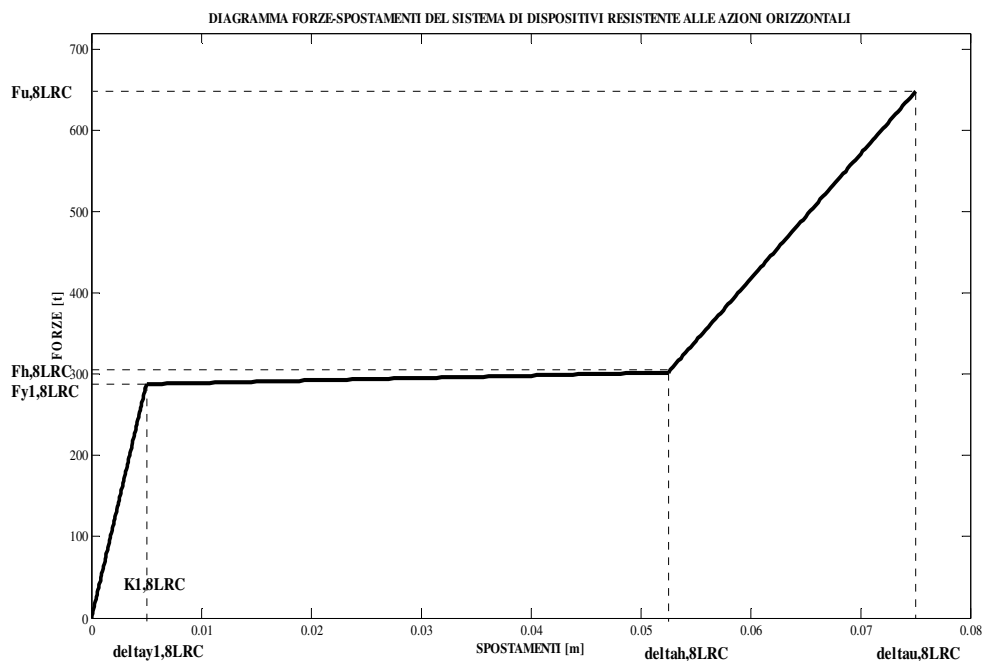


Figura 4.4 – Diagramma Forze-Spostamenti di otto elementi resistenti alle azioni orizzontali in direzione y.

Questa schematizzazione (Tabella 4.4) è indispensabile per poter modellare i *dispositivi isteretici a forma di “stella”* tramite degli NL-Link (Multilinear Plastic di tipo Kinematic) con il programma *SAP2000* (cfr. § 4.1.3.1.) che verranno utilizzati nella fase finale di verifica della struttura.

4.1.3. ANALISI E VERIFICA DELLA STRUTTURA

La struttura considerata è sempre la stessa descritta nel capitolo 3 e i modelli del telaio piano in direzione x e in direzione y si ottengono allo stesso modo.

4.1.3.1. MODELLO IN DIREZIONE X

Per quanto riguarda le modalità con cui si realizza il modello piano in direzione x, si rimanda al capitolo 3 (cfr. § 3.5.1), Le modellazioni degli elementi resistenti alle azioni orizzontali, attraverso degli NL-Link definiti Multilinear Plastic di tipo Kinematic, e dei pilastri, attraverso la definizione di cerniere plastiche è sempre la stessa.

C'è da sottolineare, però, che nel caso degli NL-Link cambiano i parametri con cui è stato schematizzato il diagramma Forze-Spostamenti dei quattro elementi resistenti alle azioni orizzontali:

Tabella 4.5: Parametri con cui è stato schematizzato il diagramma Forze-Spostamenti dei quattro elementi resistenti alle azioni orizzontali.

PARAMETRI: 4 LRCs	
rigidezza iniziale, K_1 [t/m]	9600
spostamento di snervamento, δ_y [m]	0.005
forza di snervamento, F_y [t]	48
spostamento, δ_h [m]	0.0525
forza, F_h [t]	50.4
spostamento ultimo [m]	0.075
forza ultima [t]	108

4.1.3.2. ANALISI DINAMICHE NON LINEARI DI TIPO TIME-HISTORY IN DIREZIONE X

Si procede con la verifica della struttura in direzione x tramite delle analisi dinamiche non lineari di tipo *time-history*.

Il telaio piano verrà sollecitato con accelerogrammi spettro-compatibili al “*livello di intensità sismica*” che verrà di volta in volta preso in esame. Dal momento che il sito considerato è sempre la città di Bologna, gli accelerogrammi, ricavati con il software *REXEL v 3.1 beta*, sono gli stessi riportati al paragrafo 3.5.3.1.

Le analisi *time-history* vengono condotte mantenendo separati i risultati che si ottengono per il sistema di 24 dispositivi isteretici con 10 stelle ciascuno e quelli che si ottengono sul sistema di pilastri; solo successivamente vengono sommati, in modo tale da ottenere i risultati della struttura. Infatti, la curva di progetto della struttura è data dalla somma della curva ottenuta per il sistema di pilastri e da quella ottenuta per il sistema di *dispositivi isteretici*. I *punti di verifica* per la struttura devono cadere sulla propria curva e devono soddisfare gli *obiettivi prestazionali* imposti.

4.1.3.2.1. Risultati delle analisi *time-history* del sistema di dispositivi isteretici

4.1.3.2.1.1. Spostamento massimo e forza massima del sistema di dispositivi

Si considerano gli spostamenti massimo e minimo degli NL-Link per ciascuno dei sette accelerogrammi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*” e si prende il corrispondente massimo in valore assoluto.

Si calcola il valore medio degli spostamenti massimi degli NL-Link per ogni sisma.

Questa operazione viene ripetuta per ciascun “*livello di intensità sismica*” considerato.

Si considera, poi, la forza massima e minima degli NL-Link per ciascuno dei sette accelerogrammi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*” e si prende il corrispondente massimo in valore assoluto.

La forza totale del sistema di dispositivi si calcola sommando la forza massima in valore assoluto registrata per ognuno degli NL-Link, modellati come quattro dispositivi.

Questa operazione viene ripetuta per ciascun “*livello di intensità sismica*” considerato.

4.1.3.2.1.2. Punti di verifica sulla curva del sistema di dispositivi isteretici nel diagramma Forze-Spostamenti

I *punti di verifica* così ottenuti vengono plottati nel diagramma Forze-Spostamenti. Si verifica così, la loro perfetta sovrapposizione alla curva ottenuta per il sistema di *dispositivi isteretici*. È possibile osservare questo nella successiva Figura 4.5 dove si evidenziano i risultati finali sulla curva della struttura.

4.1.3.2.2. Risultati delle analisi time-history del sistema di pilastri

4.1.3.2.2.1. Spostamento massimo e forza massima del sistema di pilastri

Si considerano gli spostamenti massimo e minimo del primo piano per ciascuno dei sette accelerogrammi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*” e si prende il corrispondente massimo in valore assoluto.

Si calcola il valore medio degli spostamenti massimi del sistema di pilastri per ogni sisma. Questa operazione viene ripetuta per ciascun “*livello di intensità sismica*” considerato.

Si considera, poi, la forza massima e minima del sistema di pilastri per ciascuno dei sette accelerogrammi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*” e si prende il corrispondente massimo in valore assoluto.

La forza totale del sistema di pilastri si calcola sommando la forza massima in valore assoluto registrata per ogni pilastro.

Questa operazione viene ripetuta per ciascun “*livello di intensità sismica*” considerato.

4.1.3.2.2.2. Punti di verifica sulla curva del sistema di pilastri nel diagramma Forze-Spostamenti

I *punti di verifica* così ottenuti vengono plottati nel diagramma Forze-Spostamenti. Si verifica così, la loro perfetta sovrapposizione alla curva ottenuta per il sistema di pilastri. È possibile osservare questo nella successiva Figura 4.5 dove si evidenziano i risultati finali sulla curva della struttura.

4.1.3.2.3. Risultati delle analisi time-history dell'edificio con dispositivi isteretici con 10 stelle

4.1.3.2.3.1. Spostamento massimo del primo piano

Lo spostamento massimo considerato è lo stesso che si ottiene sia per il sistema di *dispositivi isteretici*, sia per il sistema di pilastri. Viene, quindi, preso tale spostamento per ciascun “*livello di intensità sismica*” considerato.

Per chiarezza, nelle Tabelle 4.6-4.9, si riportano i valori medi degli spostamenti massimi e minimi, registrati in ognuno dei sette nodi del primo piano, per ciascun sisma appartenente a ciascun “*livello di intensità sismica*” considerato, e il corrispondente massimo in valore assoluto. Nell’ultima riga di ogni tabella si valuta il valore medio degli spostamenti massimi dell’edificio generati da ogni sisma.

Tabella 4.6: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Max	0.004899	
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Min	-0.005088	0.005088
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Max	0.009645	
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Min	-0.006747	0.009645
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Max	0.006600	
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Min	-0.009539	0.009539
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Max	0.005618	
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Min	-0.005240	0.005618
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Max	0.006656	
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Min	-0.006806	0.006806
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Max	0.003094	
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Min	-0.009304	0.009304
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Max	0.007102	
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Min	-0.010157	0.010157
spostamento medio [m]				0.008022

Tabella 4.7: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Occasionale*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Max	0.008835	
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Min	0.004134	0.008835
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Max	0.011450	
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Min	-0.011192	0.011450
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Max	0.009143	
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Min	-0.007317	0.009143
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Max	0.005092	
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Min	-0.005608	0.005608
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Max	0.010649	
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Min	-0.004859	0.010649
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Max	0.009705	
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Min	-0.009843	0.009843
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Max	0.009336	
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Min	-0.008714	0.009336
spostamento medio [m]				0.009266

Tabella 4.8: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Raro*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Max	0.049733	
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Min	0.034582	0.049733
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Max	0.040070	
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Min	-0.010193	0.040070
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Max	0.027846	
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Min	-0.015029	0.027846
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Max	0.051284	
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Min	-0.047929	0.051284
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Max	0.035449	
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Min	-0.028447	0.035449
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Max	0.025886	
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Min	-0.014426	0.025886
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Max	0.020277	
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Min	-0.021466	0.021466
spostamento medio [m]				0.035962

Tabella 4.9: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Molto Raro*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Max	0.008286	
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Min	-0.032171	0.032171
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Max	0.057509	
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Min	-0.041864	0.057509
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Max	0.028853	
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Min	-0.048645	0.048645
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Max	0.022624	
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Min	-0.039632	0.039632
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Max	0.049347	
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Min	-0.037181	0.049347
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Max	0.055160	
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Min	-0.038230	0.055160
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Max	0.025589	
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Min	-0.023182	0.025589
spostamento medio [m]				0.044008

4.1.3.2.3.2. Taglio complessivo alla base

Il valore di taglio complessivo alla base è dato dalla somma della forza totale registrata per il sistema di dispositivi e della forza totale del sistema di pilastri, che si ottengono, rispettivamente, come è stato sopra descritto. In realtà, questo valore è quello che si ottiene se si considera il taglio complessivo massimo in valore assoluto alla base della struttura dovuto a ciascuno dei sette accelerogrammi spettro–compatibili con il “*livello di intensità sismica*” considerato di volta in volta.

Di seguito (tab. 4.10-4.13) si riportano i tagli complessivi massimo e minimo alla base della struttura, dovuti a ciascuno dei sette accelerogrammi spettro–compatibili con ciascun “*livello di intensità sismica*” considerato, e il corrispondente massimo in valore assoluto. Nell’ultima riga di ogni tabella si valuta il valore medio dei tagli massimi dell’edificio generati da ogni sisma.

Tabella 4.10: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Frequente*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Max	297.5325	
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Min	-294.5357	297.5325
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Max	301.1357	
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Min	-307.4282	307.4282
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Max	307.1988	
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Min	-300.8166	307.1988
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Max	297.8616	
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Min	-298.6827	298.6827
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Max	301.2637	
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Min	-300.9374	301.2637
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Max	306.6879	
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Min	-291.9563	306.6879
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Max	308.5426	
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Min	-301.9069	308.5426
taglio medio [t]				303.9052

Tabella 4.11: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Occasionale*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Max	295.4637	
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Min	-305.6687	305.6687
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Max	310.7871	
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Min	-311.3489	311.3489
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Max	302.3726	
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Min	-306.3383	306.3383
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Max	298.6609	
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Min	-297.5412	298.6609
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Max	291.6652	
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Min	-309.6092	309.6092
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Max	307.8594	
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Min	-307.5589	307.8594
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Max	305.4073	
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Min	-306.7586	306.7586
taglio medio [t]				306.6063

Tabella 4.12: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Raro”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Max	393.9909	393.9909
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Min	-310.4414	
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Max	308.6191	373.5300
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Min	-373.53	
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Max	319.1221	346.9584
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Min	-346.9584	
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Max	299.0629	299.0629
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Min	-287.8306	
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Max	348.2641	363.4721
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Min	-363.4721	
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Max	317.814	342.7027
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Min	-342.7027	
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Max	333.1031	333.1031
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Min	-330.5198	
taglio medio [t]				350.4029

Tabella 4.13: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Molto Raro”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Max	356.3532	356.3532
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Min	-304.4768	
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Max	314.0268	471.7635
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Min	-471.7635	
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Max	392.1320	392.1320
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Min	-349.1462	
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Max	372.5580	372.5580
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Min	-335.6174	
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Max	367.2341	393.6566
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Min	-393.6566	
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Max	370.1635	435.6939
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Min	-435.6939	
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Max	336.8291	342.0562
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Min	-342.0562	
taglio medio [t]				394.8876

4.1.3.2.3.3. Punti di verifica sulla Mappa dei Comportamenti della struttura nel diagramma Forze-Spostamenti

Nei paragrafi precedenti (cfr. § 4.1.3.2.3.1. – 4.1.3.2.3.2.) sono stati determinati dei “punti di verifica” per la struttura. Essi sono individuati dal massimo spostamento in valore assoluto del primo piano in funzione del taglio complessivo massimo in valore assoluto alla base, per ogni sisma con cui è stato sollecitato l’edificio per ciascuno dei “livelli di intensità sismica” considerati. Tali punti di verifica coincidono con la somma, a parità di spostamento, dei punti di verifica ottenuti per il sistema di dispositivi e per il sistema di pilastri.

Si decide di plottare questi punti (*punti di verifica*) sulla *Mappa dei Comportamenti* della struttura nel diagramma Forze–Spostamenti per verificare che intercettino la curva di progetto della struttura al fine di soddisfare degli “*obiettivi prestazionali*”, per il particolare sito considerato.

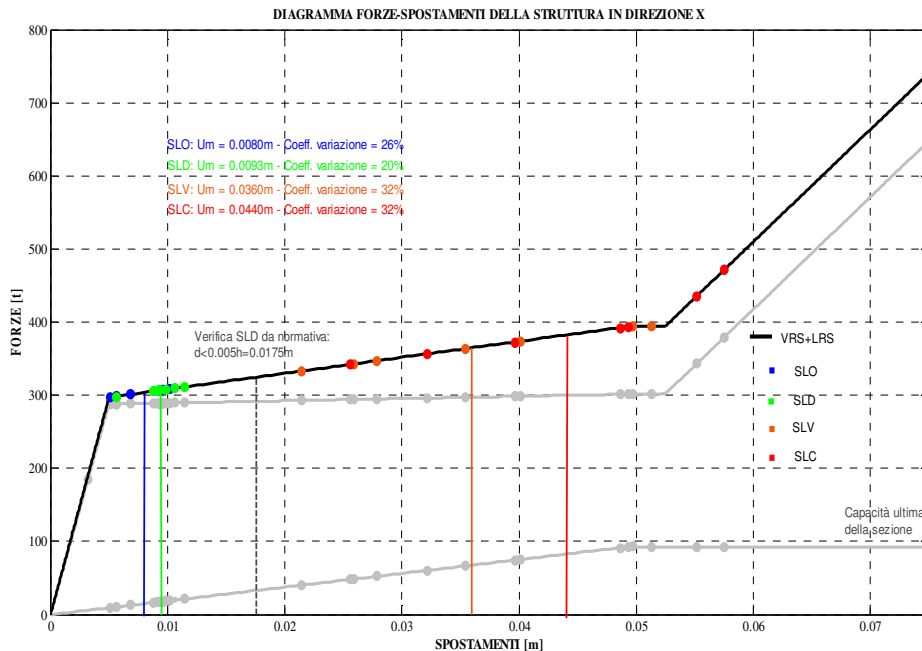


Figura 4.5 – Verifica della struttura in direzione x sulla Mappa dei comportamenti nel diagramma Forze-Spostamenti.

Dalla Figura 4.5 è facile osservare che i punti di verifica si sovrappongono perfettamente alla curva di progetto della struttura.

I punti blu rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*”; i punti verdi rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Occasionale*”; i punti arancioni rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Raro*”; i punti rossi rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Molto Raro*”.

Le linee verticali degli stessi colori mostrano i punti medi di ciascun livello di intensità sismica considerato.

Quando la struttura viene sollecitata da dei sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*” (punti blu) non è in grado di soddisfare

il “livello prestazionale” di “Fully Operational” in quanto non si trova più in campo elastico lineare. Infatti, tutti i punti in blu sono disposti lungo il secondo tratto della curva.. Infatti, il valore medio 0.0080m calcolato per gli spostamenti subiti dalla struttura soggetta ad un “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Frequente”, si dispone oltre lo spostamento di snervamento della struttura, $\delta_y = 0.005\text{m}$.

Ovviamente, anche in caso di sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Occasionale” la struttura si plasticizza, in quanto i punti si dispongono lungo tutto il secondo tratto della curva. Infatti, il valore medio 0.0093m calcolato per gli spostamenti subiti dalla struttura soggetta ad un “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Occasionale”, si dispone oltre lo spostamento di snervamento della struttura, δ_y , imposto a 0.005m.

In caso di sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Raro”, la struttura sarebbe in grado di soddisfare il “livello prestazionale” di “Life-Safe” manifestando degli spostamenti inferiori a 0.0525m. Infatti, il valore medio degli spostamenti registrati in corrispondenza di “Terremoto Raro” è pari a 0.0360m, più piccolo di 0.0525m; ma non essendo verificata la condizione precedente, questo aspetto non ha alcuna rilevanza.

Nel caso di sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Molto Raro” il valore medio degli spostamenti, 0.0440m, è ancora inferiore al limite di 0.0525m, ma si può notare come alcuni punti in rosso vanno a disporsi anche lungo il terzo tratto della curva.

Nella Figura 4.5 vengono riportate in grigio anche le due curve che descrivono, rispettivamente, il comportamento del sistema di pilastri (*Vertical Resisting System, VRS*), cioè del sistema progettato per resistere ai carichi verticali che, con la propria rigidità laterale contribuisce a resistere anche i carichi orizzontali, e il comportamento del sistema resistente ai carichi orizzontali (*Lateral Resisting System, LRS*) costituito dai *dispositivi isteretici a forma di “stella”*.

Sia per il VRS che per l’LRS, plottando i rispettivi *punti di verifica* precedentemente definiti, si può notare la loro precisa sovrapposizione con le curve che descrivono i due sistemi

Questa è un’ulteriore verifica di quanto già ripetuto in precedenza: la curva di progetto della struttura nasce dalla somma della curva individuata per il sistema di pilastri e della curva individuata per il sistema resistente alle azioni orizzontali costituito dai *dispositivi isteretici a forma di “stella”* disposti tra il piano terra e il primo piano.

Come riportato anche nel case study descritto al capitolo 3, anche in questo caso è possibile proporre un confronto tra i valori di spostamento registrati sulla struttura in direzione x e i valori limite riportati nella normativa.

È possibile notare che lo spostamento limite da normativa allo *Stato Limite di Danno* è di gran lunga superiore allo spostamento medio registrato in corrispondenza dei “livelli di intensità sismica” definiti “*Terremoto Frequente*” e “*Terremoto Occasionale*”.

In più, tenendo conto del fatto che lo spostamento ultimo calcolato per la sezione del pilastro in direzione debole è circa 0.10m, lo spostamento medio che si ha per il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Molto Raro*”, pari a 0.0440m, è molto più piccolo.

In conclusione, l'utilizzo di 24 *dispositivi isteretici* con 10 stelle non è sufficiente a garantire il rispetto degli *obiettivi prestazionali* imposti inizialmente sulla struttura, in relazione al determinato sito a media sismicità considerato.

4.1.3.3. MODELLO IN DIREZIONE Y

Per quanto riguarda le modalità con cui si realizza il modello piano in direzione y, si rimanda al capitolo 3 (cfr. § 3.5.4). Le modellazioni degli elementi resistenti alle azioni orizzontali, attraverso degli NL-Link definiti Multilinear Plastic di tipo Kinematic, e dei pilastri, attraverso la definizione di cerniere plastiche è sempre la stessa.

C'è da sottolineare, però, che nel caso degli NL-Link cambiano i parametri con cui è stato schematizzato il diagramma Forze-Spostamenti degli otto elementi resistenti alle azioni orizzontali:

Tabella 4.14: Parametri con cui è stato schematizzato il diagramma Forze-Spostamenti degli otto elementi resistenti alle azioni orizzontali.

PARAMETRI: 8 LRCs	
rigidezza iniziale, K_1 [t/m]	19200
spostamento di snervamento, δ_y [m]	0.005
forza di snervamento, F_y [t]	96
spostamento, δ_h [m]	0.0525
forza, F_h [t]	100.8
spostamento ultimo [m]	0.075
forza ultima [t]	216

4.1.3.4. ANALISI DINAMICHE NON LINEARI DI TIPO TIME-HISTORY IN DIREZIONE Y

Si procede con la verifica della struttura in direzione x tramite delle analisi dinamiche non lineari di tipo *time-history*.

Il telaio piano verrà sollecitato con accelerogrammi spettro-compatibili al “*livello di intensità sismica*” che verrà di volta in volta preso in esame. Dal momento che il sito considerato è sempre la città di Bologna, gli accelerogrammi, ricavati con il software *REXEL v 3.1 beta*, sono gli stessi riportati al paragrafo 3.5.3.1.

Le analisi *time-history* vengono condotte mantenendo separati i risultati che si ottengono per il sistema di 24 dispositivi isteretici con 10 stelle ciascuno e quelli che si ottengono sul sistema di pilastri; solo successivamente vengono sommati, in modo tale da ottenere i risultati della struttura. Infatti, la curva di progetto della struttura è data dalla somma della curva ottenuta per il sistema di pilastri e da quella ottenuta per il sistema di *dispositivi isteretici*. I *punti di verifica* per la struttura devono cadere sulla propria curva e devono soddisfare gli *obiettivi prestazionali* imposti.

4.1.3.4.1. Risultati delle analisi *time-history* del sistema di dispositivi isteretici

4.1.3.4.1.1. Spostamento massimo e forza massima del sistema di dispositivi

Si considerano gli spostamenti massimo e minimo degli NL-Link per ciascuno dei sette accelerogrammi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*” e si prende il corrispondente massimo in valore assoluto.

Si calcola il valore medio degli spostamenti massimi degli NL-Link per ogni sisma.

Questa operazione viene ripetuta per ciascun “*livello di intensità sismica*” considerato.

Si considera, poi, la forza massima e minima degli NL-Link per ciascuno dei sette accelerogrammi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*” e si prende il corrispondente massimo in valore assoluto.

La forza totale del sistema di dispositivi si calcola sommando la forza massima in valore assoluto registrata per ognuno degli NL-Link, modellati come otto dispositivi.

Questa operazione viene ripetuta per ciascun “*livello di intensità sismica*” considerato.

4.1.3.4.1.2. Punti di verifica sulla curva del sistema di dispositivi isteretici nel diagramma Forze-Spostamenti

I *punti di verifica* così ottenuti vengono plottati nel diagramma Forze-Spostamenti. Si verifica così, la loro perfetta sovrapposizione alla curva ottenuta per il sistema di *dispositivi isteretici*. È possibile osservare questo nella successiva Figura 4.6 dove si evidenziano i risultati finali sulla curva della struttura.

4.1.3.4.2. Risultati delle analisi time-history del sistema di pilastri

4.1.3.4.2.1. Spostamento massimo e forza massima del sistema di pilastri

Si considerano gli spostamenti massimo e minimo del primo piano per ciascuno dei sette accelerogrammi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*” e si prende il corrispondente massimo in valore assoluto.

Si calcola il valore medio degli spostamenti massimi del sistema di pilastri per ogni sisma. Questa operazione viene ripetuta per ciascun “*livello di intensità sismica*” considerato.

Si considera, poi, la forza massima e minima del sistema di pilastri per ciascuno dei sette accelerogrammi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*” e si prende il corrispondente massimo in valore assoluto.

La forza totale del sistema di pilastri si calcola sommando la forza massima in valore assoluto registrata per ogni pilastro.

Questa operazione viene ripetuta per ciascun “*livello di intensità sismica*” considerato.

4.1.3.4.2.2. Punti di verifica sulla curva del sistema di pilastri nel diagramma Forze-Spostamenti

I *punti di verifica* così ottenuti vengono plottati nel diagramma Forze-Spostamenti. Si verifica così, la loro perfetta sovrapposizione alla curva ottenuta per il sistema di pilastri. È possibile osservare questo nella successiva Figura 4.6 dove si evidenziano i risultati finali sulla curva della struttura.

4.1.3.4.3. Risultati delle analisi time-history dell'edificio con dispositivi isteretici con 10 stelle

4.1.3.4.3.1. Spostamento massimo del primo piano

Lo spostamento massimo considerato è lo stesso che si ottiene sia per il sistema di *dispositivi isteretici*, sia per il sistema di pilastri. Viene, quindi, preso tale spostamento per ciascun “*livello di intensità sismica*” considerato.

Per chiarezza, nelle Tabelle 4.15-4.18, si riportano i valori medi degli spostamenti massimi e minimi, registrati in ognuno dei sette nodi del primo piano, per ciascun sisma appartenente a ciascun “*livello di intensità sismica*” considerato, e il corrispondente massimo in valore assoluto. Nell'ultima riga di ogni tabella si valuta il valore medio degli spostamenti massimi dell'edificio generati da ogni sisma.

Tabella 4.15: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “*stella*” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Max	0.005135	
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Min	-0.005418	0.005418
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Max	0.009695	
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Min	-0.007147	0.009695
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Max	0.005962	
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Min	-0.00901	0.009010
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Max	0.005625	
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Min	-0.004697	0.005625
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Max	0.005596	
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Min	-0.006726	0.006726
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Max	0.003539	
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Min	-0.00843	0.008430
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Max	0.007351	
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Min	-0.00999	0.009990
spostamento medio [m]				0.007842

Tabella 4.16: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Occasionale*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Max	0.00843	
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Min	-0.004587	0.008430
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Max	0.011336	
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Min	-0.010975	0.011336
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Max	0.007909	
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Min	-0.008498	0.008498
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Max	0.004802	
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Min	-0.005981	0.005981
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Max	0.010213	
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Min	-0.005145	0.010213
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Max	0.010795	
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Min	-0.009495	0.010795
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Max	0.008945	
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Min	-0.008206	0.008945
spostamento medio [m]				0.009171

Tabella 4.17: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Raro*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Max	0.033415	
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Min	-0.010431	0.033415
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Max	0.032432	
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Min	-0.012049	0.032432
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Max	0.021300	
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Min	-0.015252	0.021300
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Max	0.034675	
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Min	-0.014819	0.034675
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Max	0.030951	
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Min	-0.020175	0.030951
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Max	0.023175	
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Min	-0.020120	0.023175
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Max	0.020070	
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Min	-0.021236	0.021236
spostamento medio [m]				0.028169

Tabella 4.18: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Molto Raro*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Max	0.018704	
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Min	-0.029246	0.029246
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Max	0.049156	
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Min	-0.020742	0.049156
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Max	0.041783	
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Min	-0.034232	0.041783
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Max	0.021859	
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Min	-0.032262	0.032262
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Max	0.034361	
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Min	-0.030167	0.034361
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Max	0.054042	
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Min	-0.025195	0.054042
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Max	0.021720	
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Min	-0.019864	0.021720
spostamento medio [m]				0.037510

4.1.3.4.3.2. Taglio complessivo alla base

Il valore di taglio complessivo alla base è dato dalla somma della forza totale registrata per il sistema di dispositivi e della forza totale del sistema di pilastri, che si ottengono, rispettivamente, come è stato sopra descritto. In realtà, questo valore è quello che si ottiene se si considera il taglio complessivo massimo in valore assoluto alla base della struttura dovuto a ciascuno dei sette accelerogrammi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” considerato di volta in volta.

Di seguito (tab. 4.19-4.22) si riportano i tagli complessivi massimo e minimo alla base della struttura, dovuti a ciascuno dei sette accelerogrammi spettro–compatibili con ciascun “livello di intensità sismica” considerato, e il corrispondente massimo in valore assoluto. Nell’ultima riga di ogni tabella si valuta il valore medio dei tagli massimi dell’edificio generati da ogni sisma.

Tabella 4.19: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Frequente”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Max	317.0211	317.0211
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Min	-315.4236	
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Max	326.7633	341.1222
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Min	-341.1222	
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Max	337.263	337.2630
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Min	-320.0838	
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Max	311.1751	318.1878
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Min	-318.1878	
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Max	324.3933	324.3933
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Min	-318.0205	
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Max	333.9917	333.9917
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Min	-306.4298	
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Max	342.7835	342.7835
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Min	-327.9159	
taglio medio [t]				330.6804

Tabella 4.20: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Occasionale”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Max	312.3368	333.9950
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Min	-333.995	
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Max	348.3348	350.3693
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Min	-350.3693	
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Max	334.3748	334.3748
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Min	-331.0604	
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Max	320.1925	320.1925
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Min	-302.2276	
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Max	315.4816	344.0434
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Min	-344.0434	
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Max	339.9941	347.3218
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Min	-347.3218	
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Max	332.7345	336.8945
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Min	-336.8945	
taglio medio [t]				338.1702

Tabella 4.21: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Raro”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Max	474.8162	474.8162
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Min	-360.3267	
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Max	354.3914	469.2679
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Min	-469.2679	
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Max	372.4436	406.5254
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Min	-406.5254	
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Max	370.0004	481.9083
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Min	-481.9083	
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Max	400.1842	460.9178
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Min	-460.9178	
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Max	399.8744	417.0934
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Min	-417.0934	
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Max	406.1685	406.1685
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Min	-399.5945	
taglio medio [t]				445.2425

Tabella 4.22: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Molto Raro”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Max	451.3110	451.3110
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Min	-391.8981	
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Max	403.4044	563.4890
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Min	-563.4890	
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Max	479.4089	521.9661
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Min	-521.9661	
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Max	468.3086	468.3086
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Min	-409.6784	
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Max	456.5006	480.1391
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Min	-480.1391	
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Max	428.4777	586.9121
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Min	-586.9121	
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Max	398.4329	408.8930
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Min	-408.8930	
taglio medio [t]				497.2884

4.1.3.4.3.3. Punti di verifica sulla Mappa dei Comportamenti della struttura nel diagramma Forze-Spostamenti

Nei paragrafi precedenti (cfr. § 4.1.3.4.3.1. – 4.1.3.4.3.2.) sono stati determinati dei “punti di verifica” per la struttura. Essi sono individuati dal massimo spostamento in valore assoluto del primo piano in funzione del taglio complessivo massimo in valore assoluto alla base, per ogni sisma con cui è stato sollecitato l’edificio per ciascuno dei “livelli di intensità sismica” considerati. Tali punti di verifica coincidono con la somma, a parità di spostamento, dei punti di verifica ottenuti per il sistema di dispositivi e per il sistema di pilastri.

Si decide di plottare questi punti (*punti di verifica*) sulla *Mappa dei Comportamenti* della struttura nel diagramma Forze–Spostamenti per verificare che intercettino la curva di progetto della struttura al fine di soddisfare degli “*obiettivi prestazionali*”, per il particolare sito considerato.

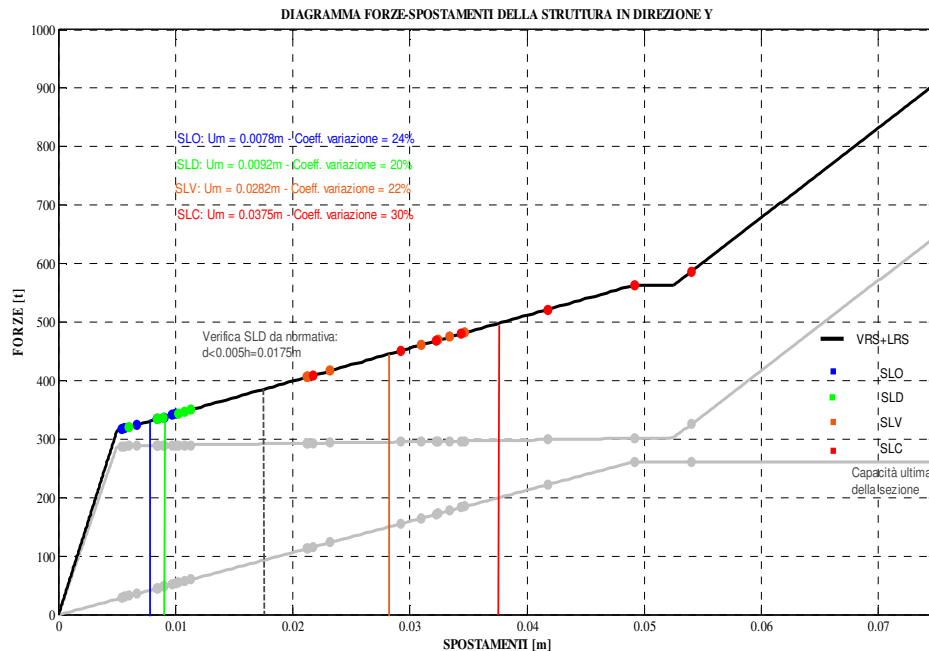


Figura 4.6 – Verifica della struttura in direzione y sulla Mappa dei comportamenti nel diagramma Forze-Spostamenti.

Dalla Figura 4.6 è facile osservare che i punti di verifica si sovrappongono perfettamente alla curva di progetto della struttura.

I punti blu rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*”; i punti verdi rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Occasionale*”; i punti arancioni rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Raro*”; i punti rossi rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Molto Raro*”.

Le linee verticali degli stessi colori mostrano i punti medi di ciascun livello di intensità sismica considerato.

Quando la struttura viene sollecitata da dei sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*” (punti blu) non è in grado di soddisfare

il “livello prestazionale” di “Fully Operational” in quanto non si trova più in campo elastico lineare. Infatti, tutti i punti in blu sono disposti lungo il secondo tratto della curva.. Infatti, il valore medio 0.0078m calcolato per gli spostamenti subiti dalla struttura soggetta ad un “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Frequente”, si dispone oltre lo spostamento di snervamento della struttura, $\delta_y = 0.005\text{m}$.

Ovviamente, anche in caso di sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Occasionale” la struttura si plasticizza, in quanto i punti si dispongono lungo tutto il secondo tratto della curva. Infatti, il valore medio 0.0092m calcolato per gli spostamenti subiti dalla struttura soggetta ad un “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Occasionale”, si dispone oltre lo spostamento di snervamento della struttura, δ_y , imposto a 0.005m.

In caso di sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Raro”, la struttura sarebbe in grado di soddisfare il “livello prestazionale” di “Life-Safe” manifestando degli spostamenti inferiori a 0.0525m. Infatti, il valore medio degli spostamenti registrati in corrispondenza di “Terremoto Raro” è pari a 0.0282m, più piccolo di 0.0525m; ma non essendo verificata la condizione precedente, questo aspetto non ha alcuna rilevanza.

Nel caso di sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Molto Raro” il valore medio degli spostamenti, 0.0375m, è ancora inferiore al limite di 0.0525m, ma si può notare come alcuni punti in rosso vanno a disporsi anche lungo il terzo tratto della curva.

Nella Figura 4.6 vengono riportate in grigio anche le due curve che descrivono, rispettivamente, il comportamento del sistema di pilastri (*Vertical Resisting System, VRS*), cioè del sistema progettato per resistere ai carichi verticali che, con la propria rigidità laterale contribuisce a resistere anche i carichi orizzontali, e il comportamento del sistema resistente ai carichi orizzontali (*Lateral Resisting System, LRS*) costituito dai *dispositivi isteretici a forma di “stella”*.

Sia per il VRS che per l’LRS, plottando i rispettivi punti di verifica precedentemente definiti, si può notare la loro precisa sovrapposizione con le curve che descrivono i due sistemi

Questa è un’ulteriore verifica di quanto già ripetuto in precedenza: la curva di progetto della struttura nasce dalla somma della curva individuata per il sistema di pilastri e della

curva individuata per il sistema resistente alle azioni orizzontali costituito dai *dispositivi isteretici a forma di “stella”* disposti tra il piano terra e il primo piano.

Come riportato anche nel case study descritto al capitolo 3, anche in questo caso è possibile proporre un confronto tra i valori di spostamento registrati sulla struttura in direzione y e i valori limite riportati nella normativa.

È possibile notare che lo spostamento limite da normativa allo *Stato Limite di Danno* è di gran lunga superiore allo spostamento medio registrato in corrispondenza dei “*livelli di intensità sismica*” definiti “*Terremoto Frequente*” e “*Terremoto Occasionale*”.

In più, tenendo conto del fatto che lo spostamento ultimo calcolato per la sezione del pilastro in direzione debole è molto più grande di 0.10m, lo spostamento medio che si ha per il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Molto Raro*”, pari a 0.0375m, è molto più piccolo.

In conclusione, l'utilizzo di 24 *dispositivi isteretici* con 10 stelle non è sufficiente a garantire il rispetto degli obiettivi prestazionali imposti inizialmente sulla struttura, in relazione al determinato sito a media sismicità considerato.

Confrontando i due modelli di telaio piano, quello per la direzione x e quello per la direzione y, si nota che si impiegano lo stesso numero di pilastri e lo stesso numero di dispositivi isteretici. Si evidenzia, però, il fatto che aumenta la rigidità alla traslazione orizzontale del sistema dei pilastri.

Sostanzialmente, quindi, gli spostamenti medi che si ottengono per ciascun “*livello di intensità sismica*” considerato sulla struttura sono molto simili, in quanto il numero di dispositivi isteretici impiegato è sempre lo stesso in entrambe le direzioni. È possibile, però, evidenziare un lieve abbassamento degli spostamenti nel caso del modello piano della struttura in direzione y. Questo è dovuto al fatto che, in questo caso, pur avendo sempre lo stesso numero di pilastri, cambia la disposizione della loro sezione, secondo la propria direzione forte.

4.1.4. DISPOSITIVO ISTERETICO CON 30 STELLE

Nella seguente Tabella 4.23 vengono riportate le caratteristiche fondamentali, calcolate in modo analogo al caso precedente, del singolo *dispositivo isteretico* in cui sono state disposte 30 stelle:

Tabella 4.23: Parametri con cui è stato schematizzato il diagramma Forze-Spostamenti del singolo elemento resistente alle azioni orizzontali.

PARAMETRI: LRC 30 stelle	
spostamento di snervamento, δ_y [m]	0.005
forza di snervamento, F_y [t]	36
rigidezza iniziale, K_1 [t/m]	7200
spostamento, δ_h [m]	0.0525
rigidezza, K_2 [t/m]	0.53%* K_1
spostamento ultimo, δ_u [m]	0.075
rigidezza, K_3 [t/m]	27%* K_1

Nella Figura 4.7 viene riportato il legame costitutivo del singolo *dispositivo isteretico* con 30 stelle:

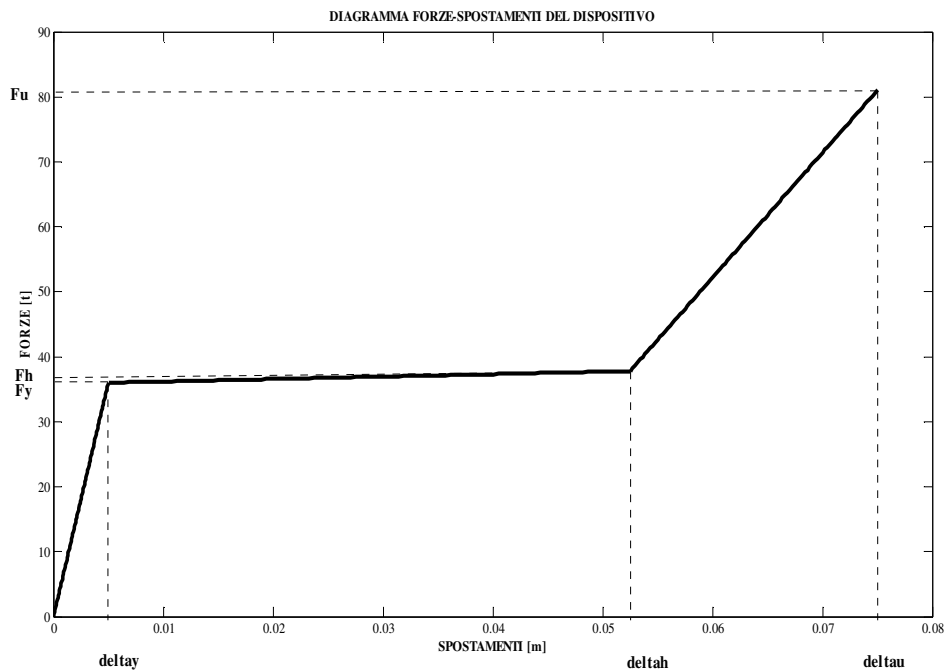


Figura 4.7 – Legame costitutivo del singolo dispositivo nel diagramma Forze-Spostamenti.

4.1.5. LRS COSTITUITO DA 24 *DISPOSITIVI ISTERETICI* CON 30 STELLE

Sia in direzione x , che in direzione y si impiegano 24 *dispositivi isteretici* con 10 stelle che vengono disposti tra piano terra e primo piano della struttura presa in esame.

Nella seguente Tabella 4.24 vengono riportate le caratteristiche fondamentali, calcolate in modo analogo al caso precedente, dello specifico sistema resistente alle azioni orizzontali (*Lateral Resisting System, LRS*):

Tabella 4.24: Parametri con cui è stato schematizzato il diagramma Forze-Spostamenti dell'LRS

PARAMETRI: LRS	
spostamento di snervamento, δ_y [m]	0.005
forza di snervamento, F_y [t]	864
rigidezza iniziale, K_1 [t/m]	172800
rigidezza, K_2 [t/m]	909.47
spostamento, δ_h [m]	0.0525
forza, F_h [t]	907.2
rigidezza, K_3 [t/m]	46080
spostamento ultimo, δ_u [m]	0.075
forza ultima, F_u [t]	1944

Nella Figura 4.8 viene riportato il diagramma Forze-Spostamenti del *Lateral Resisting System* costituito da 24 dispositivi:

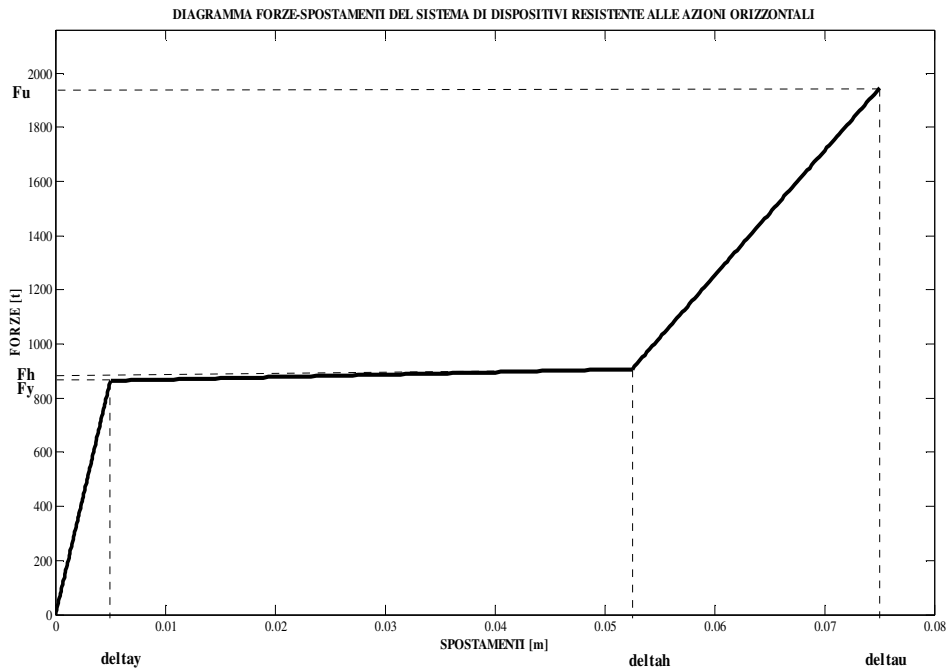


Figura 4.8 – Diagramma Forze-Spostamenti del Lateral Resisting System costituito da 24 dispositivi isteretici in direzione x.

4.1.5.1. SCHEMATIZZAZIONE DI 4 LRCs IN DIREZIONE X

Dal momento che il modello piano in direzione x dell'edificio è costituito da 6 campate, si ipotizza di disporre due elementi resistenti alle azioni orizzontali in ogni campata, tra il piano terra e il primo piano, in corrispondenza di ciascuna facciata. È necessario, quindi, prendere in considerazione il legame costitutivo ($F-\delta$) di quattro *dispositivi isteretici*.

Nella Tabella 4.25 vengono riportati i parametri con cui sono stati schematizzati quattro elementi resistenti alle azioni orizzontali in direzione x:

Tabella 4.25: Parametri con cui è stato schematizzato il diagramma Forze-Spostamenti di quattro elementi resistenti alle azioni orizzontali in direzione x.

PARAMETRI: 4 LRCs	
spostamento di snervamento, δ_y [m]	0.005
forza di snervamento, F_y [t]	144
rigidezza iniziale, K_1 [t/m]	28800
rigidezza, K_2 [t/m]	151.56
spostamento, δ_h [m]	0.0525
forza, F_h [t]	151.2
rigidezza, K_3 [t/m]	7680
spostamento ultimo, δ_u [m]	0.075
forza ultima, F_u [t]	324

Nella Figura 4.9 viene riportato il diagramma Forze-Spostamenti di quattro *dispositivi isteretici* disposti in direzione x:

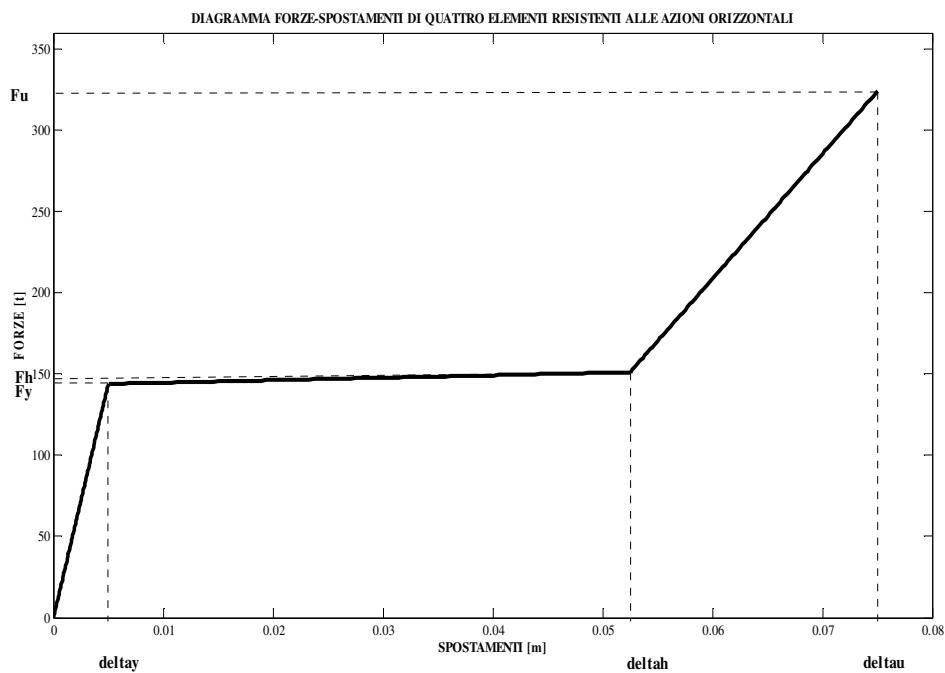


Figura 4.9 – Diagramma Forze-Spostamenti di quattro elementi resistenti alle azioni orizzontali in direzione x.

Questa schematizzazione (Tabella 4.25) è indispensabile per poter modellare i *dispositivi isteretici a forma di “stella”* tramite degli NL-Link (Multilinear Plastic di tipo Kinematic) con il programma *SAP2000* (cfr. § 4.1.6.1.) che verranno utilizzati nella fase finale di verifica della struttura.

4.1.5.2. SCHEMATIZZAZIONE DI 8 LRCs IN DIREZIONE Y

Nel caso del modello piano in direzione *y* si dispongono 6 elementi resistenti alle azioni orizzontali su ciascuna facciata e 12 elementi resistenti alle azioni orizzontali in due telai interni all’edificio. Considerando in tale modello si hanno 3 campate, è necessario, in questo caso, prendere in considerazione il legame costitutivo ($F-\delta$) di otto *dispositivi isteretici*, le cui caratteristiche sono riportate nella Tabella 4.26:

Tabella 4.26: Parametri con cui è stato schematizzato il diagramma Forze-Spostamenti di otto elementi resistenti alle azioni orizzontali in direzione *y*.

PARAMETRI: 8 LRCs	
spostamento di snervamento, δ_y [m]	0.005
forza di snervamento, F_y [t]	288
rigidezza iniziale, K_1 [t/m]	57600
rigidezza, K_2 [t/m]	303.13
spostamento, δ_h [m]	0.0525
forza, F_h [t]	302.4
rigidezza, K_3 [t/m]	15360
spostamento ultimo, δ_u [m]	0.075
forza ultima, F_u [t]	648

Nella Figura 4.10 viene riportato il diagramma Forze-Spostamenti di otto *dispositivi isteretici* disposti in direzione *y*:

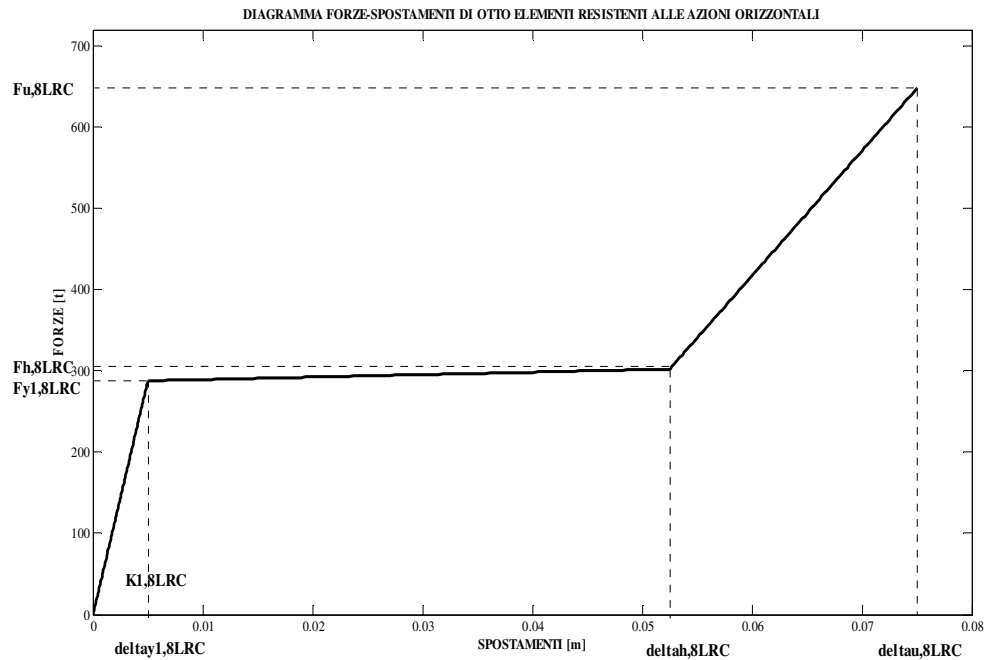


Figura 4.10 – Diagramma Forze-Spostamenti di otto elementi resistenti alle azioni orizzontali in direzione y.

Questa schematizzazione (Tabella 4.26) è indispensabile per poter modellare i *dispositivi isteretici a forma di “stella”* tramite degli NL-Link (Multilinear Plastic di tipo Kinematic) con il programma *SAP2000* (cfr. § 4.1.6.3.) che verranno utilizzati nella fase finale di verifica della struttura.

4.1.6 ANALISI E VERIFICA DELLA STRUTTURA

La struttura considerata è sempre la stessa descritta nel capitolo 3 e i modelli del telaio piano in direzione x e in direzione y si ottengono allo stesso modo.

4.1.6.1. MODELLO IN DIREZIONE X

Per quanto riguarda le modalità con cui si realizza il modello piano in direzione x, si rimanda al capitolo 3 (cfr. § 3.5.1), Le modellazioni degli elementi resistenti alle azioni orizzontali, attraverso degli NL-Link definiti Multilinear Plastic di tipo Kinematic, e dei pilastri, attraverso la definizione di cerniere plastiche è sempre la stessa.

C'è da sottolineare, però, che nel caso degli NL-Link cambiano i parametri con cui è stato schematizzato il diagramma Forze-Spostamenti dei quattro elementi resistenti alle azioni orizzontali:

Tabella 4.27: Parametri con cui è stato schematizzato il diagramma Forze-Spostamenti dei quattro elementi resistenti alle azioni orizzontali.

PARAMETRI: 4 LRCs	
rigidezza iniziale, K_1 [t/m]	28800
spostamento di snervamento, δ_y [m]	0.005
forza di snervamento, F_y [t]	144
spostamento, δ_h [m]	0.0525
forza, F_h [t]	151.2
spostamento ultimo [m]	0.075
forza ultima [t]	324

4.1.6.2. ANALISI DINAMICHE NON LINEARI DI TIPO TIME-HISTORY IN DIREZIONE X

Si procede con la verifica della struttura in direzione x tramite delle analisi dinamiche non lineari di tipo *time-history*.

Il telaio piano verrà sollecitato con accelerogrammi spettro-compatibili al “*livello di intensità sismica*” che verrà di volta in volta preso in esame. Dal momento che il sito considerato è sempre la città di Bologna, gli accelerogrammi, ricavati con il software *REXEL v 3.1 beta*, sono gli stessi riportati al paragrafo 3.5.3.1.

Le analisi time-history vengono condotte mantenendo separati i risultati che si ottengono per il sistema di 24 dispositivi isteretici con 10 stelle ciascuno e quelli che si ottengono sul sistema di pilastri; solo successivamente vengono sommati, in modo tale da ottenere i risultati della struttura. Infatti, la curva di progetto della struttura è data dalla somma della curva ottenuta per il sistema di pilastri e da quella ottenuta per il sistema di *dispositivi isteretici*. I *punti di verifica* per la struttura devono cadere sulla propria curva e devono soddisfare gli *obiettivi prestazionali* imposti.

4.1.6.2.1. Risultati delle analisi time-history del sistema di dispositivi isteretici

4.1.6.2.1.1. Spostamento massimo e forza massima del sistema di dispositivi

Si considerano gli spostamenti massimo e minimo degli NL-Link per ciascuno dei sette accelerogrammi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*” e si prende il corrispondente massimo in valore assoluto.

Si calcola il valore medio degli spostamenti massimi degli NL-Link per ogni sisma.

Questa operazione viene ripetuta per ciascun “*livello di intensità sismica*” considerato.

Si considera, poi, la forza massima e minima degli NL-Link per ciascuno dei sette accelerogrammi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*” e si prende il corrispondente massimo in valore assoluto.

La forza totale del sistema di dispositivi si calcola sommando la forza massima in valore assoluto registrata per ognuno degli NL-Link, modellati come quattro dispositivi.

Questa operazione viene ripetuta per ciascun “*livello di intensità sismica*” considerato.

4.1.6.2.1.2. Punti di verifica sulla curva del sistema di dispositivi isteretici nel diagramma Forze-Spostamenti

I *punti di verifica* così ottenuti vengono plottati nel diagramma Forze-Spostamenti. Si verifica così, la loro perfetta sovrapposizione alla curva ottenuta per il sistema di *dispositivi isteretici*. È possibile osservare questo nella successiva Figura 4.11 dove si evidenziano i risultati finali sulla curva della struttura.

4.1.6.2.2. Risultati delle analisi time-history del sistema di pilastri

4.1.6.2.2.1. Spostamento massimo e forza massima del sistema di pilastri

Si considerano gli spostamenti massimo e minimo del primo piano per ciascuno dei sette accelerogrammi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*” e si prende il corrispondente massimo in valore assoluto.

Si calcola il valore medio degli spostamenti massimi del sistema di pilastri per ogni sisma.

Questa operazione viene ripetuta per ciascun “*livello di intensità sismica*” considerato.

Si considera, poi, la forza massima e minima del sistema di pilastri per ciascuno dei sette accelerogrammi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*” e si prende il corrispondente massimo in valore assoluto.

La forza totale del sistema di pilastri si calcola sommando la forza massima in valore assoluto registrata per ogni pilastro.

Questa operazione viene ripetuta per ciascun “*livello di intensità sismica*” considerato.

4.1.6.2.2. Punti di verifica sulla curva del sistema di pilastri nel diagramma Forze-Spostamenti

I *punti di verifica* così ottenuti vengono plottati nel diagramma Forze-Spostamenti. Si verifica così, la loro perfetta sovrapposizione alla curva ottenuta per il sistema di pilastri. È possibile osservare questo nella successiva Figura 411 dove si evidenziano i risultati finali sulla curva della struttura.

4.1.6.2.3. Risultati delle analisi time-history dell’edificio con dispositivi isteretici con 10 stelle

4.1.6.2.3.1. Spostamento massimo del primo piano

Lo spostamento massimo considerato è lo stesso che si ottiene sia per il sistema di *dispositivi isteretici*, sia per il sistema di pilastri. Viene, quindi, preso tale spostamento per ciascun “*livello di intensità sismica*” considerato.

Per chiarezza, nelle Tabelle 4.28-4.31, si riportano i valori medi degli spostamenti massimi e minimi, registrati in ognuno dei sette nodi del primo piano, per ciascun sisma appartenente a ciascun “*livello di intensità sismica*” considerato, e il corrispondente massimo in valore assoluto. Nell’ultima riga di ogni tabella si valuta il valore medio degli spostamenti massimi dell’edificio generati da ogni sisma.

Tabella 4.28: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Frequente*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Max	0.002108	
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Min	-0.001922	0.002108
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Max	0.002253	
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Min	-0.002707	0.002707
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Max	0.003094	
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Min	-0.003322	0.003322
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Max	0.003862	
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Min	-0.003422	0.003862
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Max	0.001840	
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Min	-0.001793	0.001840
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Max	0.001977	
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Min	-0.002915	0.002915
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Max	0.002518	
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Min	-0.002374	0.002518
spostamento medio [m]				0.002753

Tabella 4.29: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Occasionale*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	Case Type Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Max	0.003134	
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Min	-0.002852	0.003134
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Max	0.005279	
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Min	-0.004057	0.005279
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Max	0.003260	
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Min	-0.003396	0.003396
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Max	0.003180	
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Min	-0.002991	0.003180
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Max	0.004328	
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Min	-0.004177	0.004328
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Max	0.003274	
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Min	-0.002684	0.003274
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Max	0.002503	
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Min	-0.002325	0.002503
spostamento medio [m]				0.003585

Tabella 4.30: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Raro*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Max	0.004928	
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Min	-0.007798	0.007798
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Max	0.006508	
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Min	-0.010808	0.010808
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Max	0.008809	
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Min	-0.009845	0.009845
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Max	0.012089	
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Min	-0.008111	0.012089
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Max	0.012194	
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Min	-0.006214	0.012194
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Max	0.004836	
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Min	-0.010620	0.010620
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Max	0.006033	
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Min	-0.006342	0.006342
spostamento medio [m]				0.009957

Tabella 4.31: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Molto Raro*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Max	0.005942	
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Min	-0.010046	0.010046
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Max	0.011659	
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Min	-0.004338	0.011659
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Max	0.014500	
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Min	-0.008574	0.014500
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Max	0.021354	
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Min	-0.005965	0.021354
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Max	0.018880	
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Min	-0.004747	0.018880
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Max	0.008950	
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Min	-0.012651	0.012651
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Max	0.012445	
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Min	-0.003636	0.012445
spostamento medio [m]				0.014505

4.1.6.2.3.2. Taglio complessivo alla base

Il valore di taglio complessivo alla base è dato dalla somma della forza totale registrata per il sistema di dispositivi e della forza totale del sistema di pilastri, che si ottengono, rispettivamente, come è stato sopra descritto. In realtà, questo valore è quello che si ottiene se si considera il taglio complessivo massimo in valore assoluto alla base della struttura dovuto a ciascuno dei sette accelerogrammi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” considerato di volta in volta.

Di seguito (tab. 4.32-4.33) si riportano i tagli complessivi massimo e minimo alla base della struttura, dovuti a ciascuno dei sette accelerogrammi spettro-compatibili con ciascun “livello di intensità sismica” considerato, e il corrispondente massimo in valore assoluto. Nell’ultima riga di ogni tabella si valuta il valore medio dei tagli massimi dell’edificio generati da ogni sisma.

Tabella 4.32: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Frequente*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Max	335.3205	
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Min	-366.2286	366.2286
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Max	470.2768	
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Min	-391.5269	470.2768
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Max	577.1626	
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Min	-537.4556	577.1626
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Max	594.4470	
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Min	-670.8859	670.8859
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Max	311.5765	
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Min	-319.6552	319.6552
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Max	506.5292	
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Min	-343.4476	506.5292
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Max	412.5068	
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Min	-437.5117	437.5117
taglio medio [t]				478.3214

Tabella 4.33: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Occasionale*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Max	495.3683	
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Min	-544.4930	544.4930
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Max	704.8036	
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Min	-874.0924	874.0924
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Max	590.0365	
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Min	-566.2850	590.0365
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Max	519.4957	
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Min	-552.4243	552.4243
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Max	725.6970	
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Min	-751.9425	751.9425
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Max	466.3652	
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Min	-568.8219	568.8219
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Max	404.6299	
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Min	-434.7618	434.7618
taglio medio [t]				616.6532

Tabella 4.34: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Raro*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Max	881.0955	881.0955
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Min	-873.1176	
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Max	889.4569	889.4569
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Min	-877.5072	
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Max	886.7777	886.7777
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Min	-883.9038	
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Max	881.9443	893.0176
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Min	-893.0176	
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Max	876.6896	893.3090
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Min	-893.3090	
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Max	888.9298	888.9298
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Min	-872.8614	
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Max	877.0497	877.0497
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Min	-876.1889	
taglio medio [t]				887.0909

Tabella 4.35: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Molto Raro*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Max	887.3403	887.3403
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Min	-875.9334	
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Max	871.4823	891.8176
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Min	-891.8176	
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Max	883.2510	899.7115
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Min	-899.7115	
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Max	875.9970	918.7551
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Min	-918.7551	
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Max	869.7571	911.8813
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Min	-911.8813	
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Max	894.5797	894.5797
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Min	-884.2911	
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Max	869.5264	894.0029
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Min	-894.0029	
taglio medio [t]				899.7269

4.1.6.2.3.3. Punti di verifica sulla Mappa dei Comportamenti della struttura nel diagramma Forze-Spostamenti

Nei paragrafi precedenti (cfr. § 4.1.6.2.3.1. – 4.1.6.2.3.2.) sono stati determinati dei “*punti di verifica*” per la struttura. Essi sono individuati dal massimo spostamento in valore assoluto del primo piano in funzione del taglio complessivo massimo in valore assoluto alla base, per ogni sisma con cui è stato sollecitato l’edificio per ciascuno dei “*livelli di intensità sismica*” considerati. Tali punti di verifica coincidono con la somma, a parità di spostamento, dei punti di verifica ottenuti per il sistema di dispositivi e per il sistema di pilastri.

Si decide di plottare questi punti (*punti di verifica*) sulla *Mappa dei Comportamenti* della struttura nel diagramma Forze–Spostamenti per verificare che intercettino la curva di progetto della struttura al fine di soddisfare degli “*obiettivi prestazionali*”, per il particolare sito considerato.

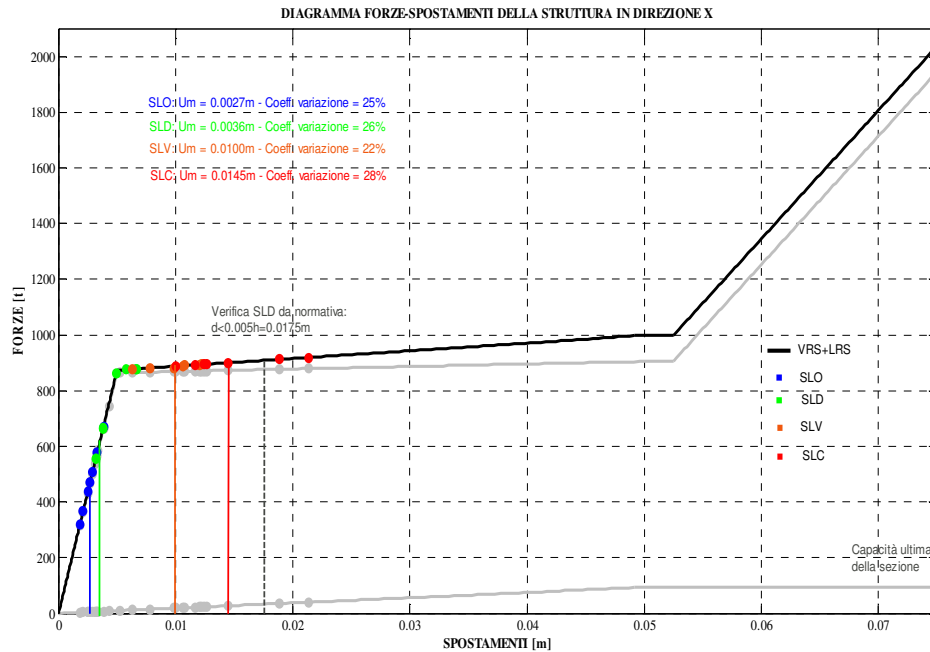


Figura 4.11 – Verifica della struttura in direzione x sulla Mappa dei comportamenti nel diagramma Forze-Spostamenti.

Dalla Figura 4.11 è facile osservare che i *punti di verifica* si sovrappongono perfettamente alla curva di progetto della struttura.

I punti blu rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*”; i punti verdi rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Occasionale*”; i punti arancioni rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Raro*”; i punti rossi rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Molto Raro*”.

Le linee verticali degli stessi colori mostrano i punti medi di ciascun livello di intensità sismica considerato.

Quando la struttura viene sollecitata da dei sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Frequente*” (punti blu) è in grado di soddisfare il “livello prestazionale” di “*Fully Operational*” in quanto si trova in campo elastico lineare. Infatti, tutti i punti in blu sono disposti lungo il primo tratto della curva.. Il valore medio 0.0027m calcolato per gli spostamenti subiti dalla struttura soggetta ad un “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Frequente*”, si dispone ben prima dello spostamento di snervamento della struttura, $\delta_y = 0.005\text{m}$.

In caso di sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Occasionale*”, invece, la struttura inizia a plasticizzarsi, in quanto i punti si dispongono in parte sul primo tratto, in parte sul secondo tratto della curva. Il valore medio 0.0036m calcolato per gli spostamenti subiti dalla struttura soggetta ad un “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Occasionale*”, si dispone, comunque, prima dello spostamento di snervamento della struttura, δ_y , imposto a 0.005m.

In caso di sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Raro*”, la struttura è in grado di soddisfare il “livello prestazionale” di “*Life-Safe*” manifestando degli spostamenti inferiori a 0.0525m. Infatti, il valore medio degli spostamenti registrati in corrispondenza di “*Terremoto Raro*” è pari a 0.0100m, molto più piccolo di 0.0525m.

Nel caso di sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Molto Raro*” i punti di verifica continuano a rimanere ancora tutti sul secondo tratto della curva. Il valore medio degli spostamenti, 0.0145m, è ancora molto più piccolo del limite di 0.0525m.

Nella Figura 4.11 vengono riportate in grigio anche le due curve che descrivono, rispettivamente, il comportamento del sistema di pilastri (*Vertical Resisting System, VRS*), cioè del sistema progettato per resistere ai carichi verticali che, con la propria rigidità laterale contribuisce a resistere anche i carichi orizzontali, e il comportamento del sistema resistente ai carichi orizzontali (*Lateral Resisting System, LRS*) costituito dai *dispositivi isteretici a forma di “stella”*.

Sia per il VRS che per l’LRS, plottando i rispettivi *punti di verifica* precedentemente definiti, si può notare la loro precisa sovrapposizione con le curve che descrivono i due sistemi

Questa è un'ulteriore verifica di quanto già ripetuto in precedenza: la curva di progetto della struttura nasce dalla somma della curva individuata per il sistema di pilastri e della curva individuata per il sistema resistente alle azioni orizzontali costituito dai *dispositivi isteretici a forma di “stella”* disposti tra il piano terra e il primo piano.

Come riportato anche nel case study descritto al capitolo 3, anche in questo caso è possibile proporre un confronto tra i valori di spostamento registrati sulla struttura in direzione x e i valori limite riportati nella normativa.

È possibile notare che lo spostamento limite da normativa allo *Stato Limite di Danno* è di superiore allo spostamento medio registrato in corrispondenza di tutti e quattro i *“livelli di intensità sismica”* considerati.

In più, tenendo conto del fatto che lo spostamento ultimo calcolato per la sezione del pilastro in direzione debole è molto più grande di 0.10m, lo spostamento medio che si ha per il *“livello di intensità sismica”* definito *“Terremoto Molto Raro”*, pari a 0.0145m, è molto più piccolo.

In conclusione, l'utilizzo di 24 *dispositivi isteretici* con 30 stelle è più che sufficiente a garantire il rispetto degli *obiettivi prestazionali* imposti inizialmente sulla struttura, in relazione al determinato sito a *media sismicità* considerato.

4.1.6.3. MODELLO IN DIREZIONE Y

Per quanto riguarda le modalità con cui si realizza il modello piano in direzione y, si rimanda al capitolo 3 (cfr. § 3.5.4), Le modellazioni degli elementi resistenti alle azioni orizzontali, attraverso degli NL-Link definiti Multilinear Plastic di tipo Kinematic, e dei pilastri, attraverso la definizione di cerniere plastiche è sempre la stessa.

C'è da sottolineare, però, che nel caso degli NL-Link cambiano i parametri con cui è stato schematizzato il diagramma Forze-Spostamenti degli otto elementi resistenti alle azioni orizzontali:

Tabella 4.36: Parametri con cui è stato schematizzato il diagramma Forze-Spostamenti degli otto elementi resistenti alle azioni orizzontali.

PARAMETRI: 8 LRCs	
rigidezza iniziale, K_1 [t/m]	57600
spostamento di snervamento, δ_y [m]	0.005
forza di snervamento, F_y [t]	288
spostamento, δ_h [m]	0.0525
forza, F_h [t]	302.4
spostamento ultimo [m]	0.075
forza ultima [t]	648

4.1.6.4. ANALISI DINAMICHE NON LINEARI DI TIPO TIME-HISTORY IN DIREZIONE Y

Si procede con la verifica della struttura in direzione x tramite delle analisi dinamiche non lineari di tipo *time-history*.

Il telaio piano verrà sollecitato con accelerogrammi spettro-compatibili al “*livello di intensità sismica*” che verrà di volta in volta preso in esame. Dal momento che il sito considerato è sempre la città di Bologna, gli accelerogrammi, ricavati con il software *REXEL v 3.1 beta*, sono gli stessi riportati al paragrafo 3.5.3.1.

Le analisi time-history vengono condotte mantenendo separati i risultati che si ottengono per il sistema di 24 dispositivi isteretici con 10 stelle ciascuno e quelli che si ottengono sul sistema di pilastri; solo successivamente vengono sommati, in modo tale da ottenere i risultati della struttura. Infatti, la curva di progetto della struttura è data dalla somma della curva ottenuta per il sistema di pilastri e da quella ottenuta per il sistema di *dispositivi isteretici*. I *punti di verifica* per la struttura devono cadere sulla propria curva e devono soddisfare gli *obiettivi prestazionali* imposti.

4.1.6.4.1. Risultati delle analisi time-history del sistema di dispositivi isteretici

4.1.6.4.1.1. Spostamento massimo e forza massima del sistema di dispositivi

Si considerano gli spostamenti massimo e minimo degli NL-Link per ciascuno dei sette accelerogrammi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*” e si prende il corrispondente massimo in valore assoluto.

Si calcola il valore medio degli spostamenti massimi degli NL-Link per ogni sisma.

Questa operazione viene ripetuta per ciascun “*livello di intensità sismica*” considerato.

Si considera, poi, la forza massima e minima degli NL-Link per ciascuno dei sette accelerogrammi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*” e si prende il corrispondente massimo in valore assoluto.

La forza totale del sistema di dispositivi si calcola sommando la forza massima in valore assoluto registrata per ognuno degli NL-Link, modellati come otto dispositivi.

Questa operazione viene ripetuta per ciascun “*livello di intensità sismica*” considerato.

4.1.6.4.1.2. Punti di verifica sulla curva del sistema di dispositivi isteretici nel diagramma Forze-Spostamenti

I *punti di verifica* così ottenuti vengono plottati nel diagramma Forze-Spostamenti. Si verifica così, la loro perfetta sovrapposizione alla curva ottenuta per il sistema di *dispositivi isteretici*. È possibile osservare questo nella successiva Figura 4.6 dove si evidenziano i risultati finali sulla curva della struttura.

4.1.6.4.2. Risultati delle analisi time-history del sistema di pilastri

4.1.6.4.2.1. Spostamento massimo e forza massima del sistema di pilastri

Si considerano gli spostamenti massimo e minimo del primo piano per ciascuno dei sette accelerogrammi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*” e si prende il corrispondente massimo in valore assoluto.

Si calcola il valore medio degli spostamenti massimi del sistema di pilastri per ogni sisma.

Questa operazione viene ripetuta per ciascun “*livello di intensità sismica*” considerato.

Si considera, poi, la forza massima e minima del sistema di pilastri per ciascuno dei sette accelerogrammi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*” e si prende il corrispondente massimo in valore assoluto.

La forza totale del sistema di pilastri si calcola sommando la forza massima in valore assoluto registrata per ogni pilastro.

Questa operazione viene ripetuta per ciascun “*livello di intensità sismica*” considerato.

4.1.6.4.2.2. Punti di verifica sulla curva del sistema di pilastri nel diagramma Forze-Spostamenti

I *punti di verifica* così ottenuti vengono plottati nel diagramma Forze-Spostamenti. Si verifica così, la loro perfetta sovrapposizione alla curva ottenuta per il sistema di pilastri. È possibile osservare questo nella successiva Figura 4.6 dove si evidenziano i risultati finali sulla curva della struttura.

4.1.6.4.3. Risultati delle analisi time-history dell’edificio con dispositivi isteretici con 10 stelle

4.1.3.4.3.1. Spostamento massimo del primo piano

Lo spostamento massimo considerato è lo stesso che si ottiene sia per il sistema di *dispositivi isteretici*, sia per il sistema di pilastri. Viene, quindi, preso tale spostamento per ciascun “*livello di intensità sismica*” considerato.

Per chiarezza, nelle Tabelle 4.37-4.40, si riportano i valori medi degli spostamenti massimi e minimi, registrati in ognuno dei sette nodi del primo piano, per ciascun sisma appartenente a ciascun “*livello di intensità sismica*” considerato, e il corrispondente massimo in valore assoluto. Nell’ultima riga di ogni tabella si valuta il valore medio degli spostamenti massimi dell’edificio generati da ogni sisma.

Tabella 4.37: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Frequente*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Max	0.002117	
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Min	-0.001880	0.002117
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Max	0.002164	
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Min	-0.002706	0.002706
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Max	0.003055	
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Min	-0.003331	0.003331
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Max	0.003894	
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Min	-0.003452	0.003894
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Max	0.001937	
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Min	-0.001860	0.001937
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Max	0.001901	
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Min	-0.002850	0.002850
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Max	0.002373	
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Min	-0.002388	0.002388
spostamento medio [m]				0.002746

Tabella 4.38: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Occasionale*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Max	0.002992	
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Min	-0.002713	0.002992
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Max	0.005077	
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Min	-0.004004	0.005077
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Max	0.003237	
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Min	-0.003331	0.003331
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Max	0.003176	
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Min	-0.002952	0.003176
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Max	0.004317	
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Min	-0.004071	0.004317
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Max	0.003141	
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Min	-0.002840	0.003141
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Max	0.002503	
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Min	-0.002315	0.002503
spostamento medio [m]				0.003505

Tabella 4.39: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Raro*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Max	0.004892	
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Min	-0.007202	0.007202
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Max	0.006193	
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Min	-0.009762	0.009762
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Max	0.009174	
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Min	-0.009532	0.009532
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Max	0.011332	
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Min	-0.007984	0.011332
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Max	0.011651	
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Min	-0.005929	0.011651
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Max	0.004734	
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Min	-0.010502	0.010502
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Max	0.005979	
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Min	-0.006286	0.006286
spostamento medio [m]				0.009467

Tabella 4.40: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Molto Raro*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Max	0.005756	
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Min	-0.010571	0.010571
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Max	0.010942	
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Min	-0.005605	0.010942
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Max	0.013857	
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Min	-0.008136	0.013857
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Max	0.018639	
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Min	-0.006372	0.018639
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Max	0.017727	
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Min	-0.005550	0.017727
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Max	0.008738	
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Min	-0.012227	0.012227
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Max	0.011709	
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Min	-0.003977	0.011709
spostamento medio [m]				0.013667

4.1.6.4.3.2. Taglio complessivo alla base

Il valore di taglio complessivo alla base è dato dalla somma della forza totale registrata per il sistema di dispositivi e della forza totale del sistema di pilastri, che si ottengono, rispettivamente, come è stato sopra descritto. In realtà, questo valore è quello che si ottiene se si considera il taglio complessivo massimo in valore assoluto alla base della struttura dovuto a ciascuno dei sette accelerogrammi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” considerato di volta in volta.

Di seguito (tab. 4.41-4.44) si riportano i tagli complessivi massimo e minimo alla base della struttura, dovuti a ciascuno dei sette accelerogrammi spettro-compatibili con ciascun “livello di intensità sismica” considerato, e il corrispondente massimo in valore assoluto. Nell’ultima riga di ogni tabella si valuta il valore medio dei tagli massimi dell’edificio generati da ogni sisma.

Tabella 4.41: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Frequente*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Max	334.9166	
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Min	-377.1640	377.1640
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Max	481.9462	
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Min	-385.4081	481.9462
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Max	593.2845	
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Min	-544.1804	593.2845
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Max	614.9116	
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Min	-693.6667	693.6667
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Max	331.3566	
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Min	-345.1198	345.1198
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Max	507.7016	
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Min	-338.7099	507.7016
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Max	425.3548	
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Min	-422.6420	425.3548
taglio medio [t]				489.1768

Tabella 4.42: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Occasionale*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Max	483.2668	
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Min	-533.0507	533.0507
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Max	713.2436	
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Min	-891.1461	891.1461
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Max	593.3869	
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Min	-576.6026	593.3869
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Max	525.8271	
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Min	-565.7499	565.7499
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Max	725.2604	
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Min	-769.0637	769.0637
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Max	505.8555	
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Min	-559.5666	559.5666
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Max	412.4246	
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Min	-445.8601	445.8601
taglio medio [t]				622.5463

Tabella 4.43: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Raro*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Max	904.4088	904.4088
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Min	-889.9915	
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Max	920.3900	920.3900
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Min	-898.1099	
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Max	918.9547	918.9547
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Min	-916.7199	
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Max	909.2887	930.1902
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Min	-930.1902	
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Max	896.4610	932.1816
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Min	-932.1816	
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Max	925.0077	925.0077
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Min	-889.0006	
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Max	898.6889	898.6889
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Min	-896.7750	
taglio medio [t]				918.5460

Tabella 4.44: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Molto Raro*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Max	925.4375	925.4375
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Min	-895.3797	
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Max	894.4381	927.7533
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Min	-927.7533	
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Max	910.2358	945.9491
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Min	-945.9491	
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Max	899.2287	975.7972
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Min	-975.7972	
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Max	894.0953	970.1048
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Min	-970.1048	
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Max	935.7726	935.7726
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Min	-913.9967	
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Max	884.2767	932.5409
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Min	-932.5409	
taglio medio [t]				944.7651

4.1.6.4.3.3. Punti di verifica sulla Mappa dei Comportamenti della struttura nel diagramma Forze-Spostamenti

Nei paragrafi precedenti (cfr. § 4.1.6.4.3.1. – 4.1.6.4.3.2.) sono stati determinati dei “*punti di verifica*” per la struttura. Essi sono individuati dal massimo spostamento in valore assoluto del primo piano in funzione del taglio complessivo massimo in valore assoluto alla base, per ogni sisma con cui è stato sollecitato l’edificio per ciascuno dei “*livelli di intensità sismica*” considerati. Tali punti di verifica coincidono con la somma, a parità di spostamento, dei punti di verifica ottenuti per il sistema di dispositivi e per il sistema di pilastri.

Si decide di plottare questi punti (*punti di verifica*) sulla *Mappa dei Comportamenti* della struttura nel diagramma Forze–Spostamenti per verificare che intercettino la curva di progetto della struttura al fine di soddisfare degli “*obiettivi prestazionali*”, per il particolare sito considerato.

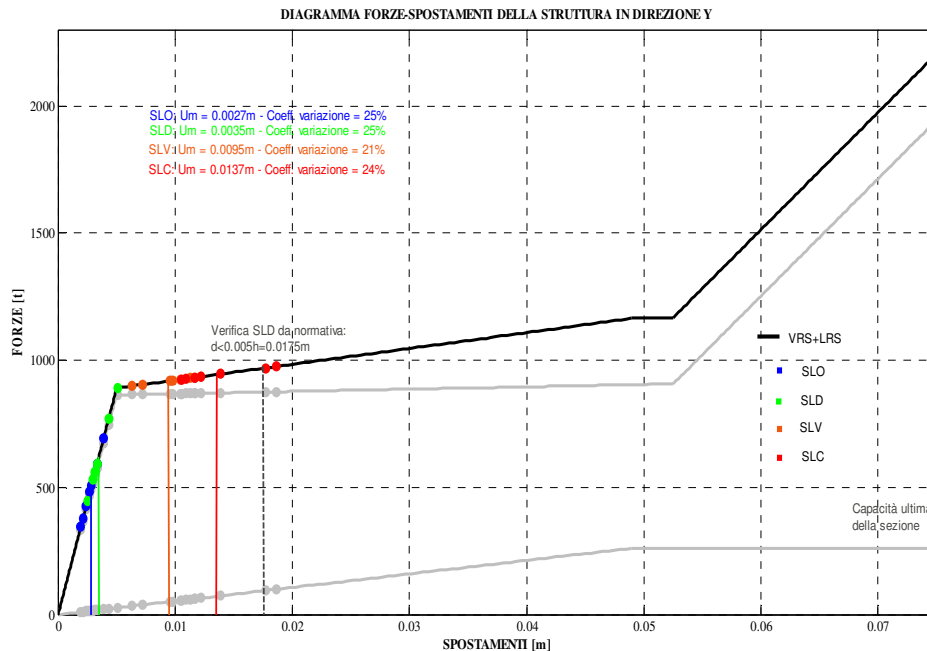


Figura 4.12 – Verifica della struttura in direzione y sulla Mappa dei comportamenti nel diagramma Forze-Spostamenti.

Dalla Figura 4.12 è facile osservare che i punti di verifica si sovrappongono perfettamente alla curva di progetto della struttura.

I punti blu rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*”; i punti verdi rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Occasionale*”; i punti arancioni rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Raro*”; i punti rossi rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Molto Raro*”.

Le linee verticali degli stessi colori mostrano i punti medi di ciascun livello di intensità sismica considerato.

Quando la struttura viene sollecitata da dei sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*” (punti blu) è in grado di soddisfare il

“livello prestazionale” di “Fully Operational” in quanto si trova abbondantemente in campo elastico lineare. Infatti, tutti i punti in blu sono disposti lungo il primo tratto della curva. Il valore medio 0.0027m calcolato per gli spostamenti subiti dalla struttura soggetta ad un “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Frequente”, si dispone ben prima dello spostamento di snervamento della struttura, $\delta_y = 0.005m$.

In caso di sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Occasionale”, invece, la struttura inizia a plasticizzarsi, in quanto i punti si dispongono in parte sul primo tratto, in parte sul secondo tratto della curva. Il valore medio 0.0035m calcolato per gli spostamenti subiti dalla struttura soggetta ad un “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Occasionale”, si dispone, comunque, prima dello spostamento di snervamento della struttura, δ_y , imposto a 0.005m.

In caso di sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Raro”, la struttura è in grado di soddisfare il “livello prestazionale” di “Life-Safe” manifestando degli spostamenti inferiori a 0.0525m. Infatti, il valore medio degli spostamenti registrati in corrispondenza di “Terremoto Raro” è pari a 0.0095m, molto più piccolo di 0.0525m.

Nel caso di sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Molto Raro” i punti di verifica continuano a rimanere ancora tutti sul secondo tratto della curva. Il valore medio degli spostamenti, 0.0137m, è ancora molto più piccolo del limite di 0.0525m.

Nella Figura 5. vengono riportate in grigio anche le due curve che descrivono, rispettivamente, il comportamento del sistema di pilastri (*Vertical Resisting System, VRS*), cioè del sistema progettato per resistere ai carichi verticali che, con la propria rigidità laterale contribuisce a resistere anche i carichi orizzontali, e il comportamento del sistema resistente ai carichi orizzontali (*Lateral Resisting System, LRS*) costituito dai dispositivi isteretici a forma di “stella”.

Sia per il VRS che per l’LRS, plottando i rispettivi punti di verifica precedentemente definiti, si può notare la loro precisa sovrapposizione con le curve che descrivono i due sistemi

Questa è un’ulteriore verifica di quanto già ripetuto in precedenza: la curva di progetto della struttura nasce dalla somma della curva individuata per il sistema di pilastri e della

curva individuata per il sistema resistente alle azioni orizzontali costituito dai *dispositivi isteretici a forma di “stella”* disposti tra il piano terra e il primo piano.

Come riportato anche nel case study descritto al capitolo 3, anche in questo caso è possibile proporre un confronto tra i valori di spostamento registrati sulla struttura in direzione y e i valori limite riportati nella normativa.

È possibile notare che lo spostamento limite da normativa allo *Stato Limite di Danno* è di superiore allo spostamento medio registrato in corrispondenza di tutti e quattro i *“livelli di intensità sismica”* considerati.

In più, tenendo conto del fatto che lo spostamento ultimo calcolato per la sezione del pilastro in direzione debole è molto più grande di 0.10m, lo spostamento medio che si ha per il *“livello di intensità sismica”* definito *“Terremoto Molto Raro”*, pari a 0.0137m, è molto più piccolo.

In conclusione, l'utilizzo di 24 *dispositivi isteretici* con 30 stelle è più che sufficiente a garantire il rispetto degli *obiettivi prestazionali* imposti inizialmente sulla struttura, in relazione al determinato sito a *media sismicità* considerato.

Confrontando i due modelli di telaio piano, quello per la direzione x e quello per la direzione y, si nota che si impiegano lo stesso numero di pilastri e lo stesso numero di dispositivi isteretici. Si evidenzia, però, il fatto che aumenta la rigidità alla traslazione orizzontale del sistema dei pilastri.

Sostanzialmente, quindi, gli spostamenti medi che si ottengono per ciascun *“livello di intensità sismica”* considerato sulla struttura sono molto simili, in quanto il numero di dispositivi isteretici impiegato è sempre lo stesso in entrambe le direzioni. È possibile, però, evidenziare un lieve abbassamento degli spostamenti nel caso del modello piano della struttura in direzione y. Questo è dovuto al fatto che, in questo caso, pur avendo sempre lo stesso numero di pilastri, cambia la disposizione della loro sezione, secondo la propria direzione forte.

4.2. EDIFICIO IN ACCIAIO A 5 PIANI: BASSA SISMICITA'

L'edificio che si considera è lo stesso del capitolo precedente, perciò per la relazione di calcolo della struttura si rimanda al capitolo 3 (cfr. § 3.1.). Anche il sistema resistente alle azioni verticali, costituito da travi e pilastri è analogo al caso precedente (cfr. § 3.4.1.), così come il contributo fornito dai pilastri, sia in direzione x (cfr. § 3.4.2.1), che in direzione y (cfr. § 3.4.3.1).

L'edificio così descritto, in questo caso, viene collocato nella città di Milano, definita zona a *bassa sismicità*, quindi, rispetto ai case studies precedenti, variano le azioni sismiche di riferimento. Infatti, di seguito vengono riportate le Tabelle 4.45-4.48 in cui sono descritti i parametri fondamentali per ciascun stato limite considerato secondo il *D.M.08*, relativamente alla città di Milano:

Tabella 4.45: STATO LIMITE DI OPERATIVITA'

Probabilità di superamento:	SLO: $P_{VR} = 81\%$
Periodo di ritorno:	$T_R = -\frac{50}{\ln(1-0.81)} = 30\text{anni}$
Parametri spettrali:	$a_g = 0.0167g$
	$F_o = 2.59$
	$T_c^* = 0.16s$
Coeff. di amplificazione stratigrafica:	$S_S = 1.70 - 0.60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} = 1.67 \leq 1.50$
Coeff. di amplificazione topografica:	$S_T = 1$
Accelerazione massima del terreno:	$PGA = S \cdot a_g = 1.50 \cdot 0.0167g = 0.025g$

Tabella 4.46: STATO LIMITE DI DANNO

Probabilità di superamento:	SLD: $P_{VR} = 63\%$
Periodo di ritorno:	$T_R = -\frac{50}{\ln(1-0.63)} = 50\text{anni}$
Parametri spettrali:	$a_g = 0.0207g$
	$F_o = 2.59$
	$Tc^* = 0.16s$
Coeff. di amplificazione stratigrafica:	$S_S = 1.70 - 0.60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} = 1.67 \leq 1.50$
Coeff. di amplificazione topografica:	$S_T = 1$
Accelerazione massima del terreno:	$PGA = S \cdot a_g = 1.50 \cdot 0.0207g = 0.031g$

Tabella 4.47: STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

Probabilità di superamento:	SLV: $P_{VR} = 10\%$
Periodo di ritorno:	$T_R = -\frac{50}{\ln(1-0.10)} = 475\text{anni}$
Parametri spettrali:	$a_g = 0.0429g$
	$F_o = 2.65$
	$Tc^* = 0.28s$
Coeff. di amplificazione stratigrafica:	$S_S = 1.70 - 0.60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} = 1.63 \leq 1.50$
Coeff. di amplificazione topografica:	$S_T = 1$
Accelerazione massima del terreno:	$PGA = S \cdot a_g = 1.50 \cdot 0.0429g = 0.064g$

Tabella 4.48: STATO LIMITE DI COLLASSO

Probabilità di superamento:	SLC: $P_{VR} = 5\%$
Periodo di ritorno:	$T_R = -\frac{50}{\ln(1-0.05)} = 975 \text{anni}$
Parametri spettrali:	$a_g = 0.0521 \text{g}$
	$F_o = 2.70$
	$T_c^* = 0.30 \text{s}$
Coeff. di amplificazione stratigrafica:	$S_S = 1.70 - 0.60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} = 1.62 \leq 1.50$
Coeff. di amplificazione topografica:	$S_T = 1$
Accelerazione massima del terreno:	$PGA = S \cdot a_g = 1.50 \cdot 0.0521 \text{g} = 0.078 \text{g}$

Le caratteristiche fondamentali e i legami costitutivi dei *dispositivi isteretici*, che costituiscono lo *specifico sistema resistente alle azioni orizzontali*, sono state già descritte nei paragrafi precedenti al variare del numero di stelle, perciò, di volta in volta, verranno riportate semplicemente delle tabelle che sintetizzano tali valori e dei paragrafi di richiamo a cui si fa riferimento.

4.2.1. LRS COSTITUITO DA 24 DISPOSITIVI ISTERETICI CON 20 STELLE

Sia in direzione x, che in direzione y si impiegano 24 *dispositivi isteretici* con 20 stelle che vengono disposti tra piano terra e primo piano della struttura presa in esame.

Il legame costitutivo del singolo *dispositivo isteretico* è già stato descritto al paragrafo 3.2. In più, sono già state definite le caratteristiche fondamentali dello *specifico sistema resistente alle azioni orizzontali* ed è stata già descritta la loro disposizione all'interno dell'edificio in entrambe le direzioni (cfr. § 3.4.2.2.- § 3.4.3.2.).

4.2.2. ANALISI E VERIFICA DELLA STRUTTURA

La struttura considerata è sempre la stessa descritta nel capitolo 3 e i modelli del telaio piano in direzione x e in direzione y si ottengono allo stesso modo.

4.2.2.1. MODELLO IN DIREZIONE X

Per quanto riguarda le modalità con cui si realizza il modello piano in direzione x, si rimanda al capitolo 3 (cfr. § 3.5.1), Le modellazioni degli elementi resistenti alle azioni orizzontali, attraverso degli NL-Link definiti Multilinear Plastic di tipo Kinematic, e dei pilastri, attraverso la definizione di cerniere plastiche è sempre la stessa.

I parametri con cui è stato schematizzato il diagramma Forze-Spostamenti dei quattro elementi resistenti alle azioni orizzontali sono riportati in Tabella 4.49.

Tabella 4.49: Parametri con cui è stato schematizzato il diagramma Forze-Spostamenti dei quattro elementi resistenti alle azioni orizzontali.

PARAMETRI: 4 LRCs	
rigidezza iniziale, K_1 [t/m]	19200
spostamento di snervamento, δ_y [m]	0.005
forza di snervamento, F_y [t]	96
spostamento, δ_h [m]	0.0525
forza, F_h [t]	100.8
spostamento ultimo [m]	0.075
forza ultima [t]	216

4.2.2.2. ANALISI DINAMICHE NON LINEARI DI TIPO TIME-HISTORY IN DIREZIONE X

Si procede con la verifica della struttura in direzione x tramite delle analisi dinamiche non lineari di tipo *time-history*.

Il telaio piano verrà sollecitato con accelerogrammi spettro-compatibili al “*livello di intensità sismica*” che verrà di volta in volta preso in esame. Dal momento che il sito considerato è la città di Milano, gli accelerogrammi, vengono ricavati con il software *REXEL v 3.1 beta* sempre con gli stessi criteri illustrati nel paragrafo 3.5.3.1., ma facendo riferimento alle caratteristiche sismiche riportate nelle Tabelle 4.45-4.48.

Per ciascun livello prestazionale, gli intervalli di accelerazione massima al terreno da inserire per ottenere i records disponibili sono:

SLO: PGA = 0.02g - 0.03g

SLD: PGA = 0.03g - 0.04g

SLV: PGA = 0.06g - 0.097g

SLC: PGA = 0.077g – 0.0148g

Le analisi time-history vengono condotte mantenendo separati i risultati che si ottengono per il sistema di 24 *dispositivi isteretici* con 20 stelle ciascuno e quelli che si ottengono per sistema di pilastri; solo successivamente vengono sommati, in modo tale da ottenere i risultati della struttura. Infatti, la curva di progetto della struttura è data dalla somma della curva ottenuta per il sistema di pilastri e da quella ottenuta per il sistema di *dispositivi isteretici*. I *punti di verifica* per la struttura devono cadere sulla propria curva e devono soddisfare gli *obiettivi prestazionali* imposti.

Relativamente ai risultati che si ottengono dalle analisi time-history effettuate separatamente sul sistema di *dispositivi isteretici* e sul sistema di pilastri, si segue quanto descritto nei case studies precedenti: si considerano, perciò, sempre i massimi spostamenti in valore assoluto e le massime forze in valore assoluto per ciascun “*livello di intensità sismica*” imposto, secondo dei criteri analoghi (cfr. § 4.1.3.2.1. - § 4.1.3.2.2.).

4.2.2.2.1. Risultati delle analisi time-history dell’edificio con dispositivi isteretici con 20 stelle

4.2.2.2.2.1. Spostamento massimo del primo piano

Lo spostamento massimo considerato è lo stesso che si ottiene sia per il sistema di *dispositivi isteretici*, sia per il sistema di pilastri. Viene, quindi, preso tale spostamento per ciascun “*livello di intensità sismica*” considerato.

Per chiarezza, nelle Tabelle 4.50-4.53, si riportano i valori medi degli spostamenti massimi e minimi, registrati in ognuno dei sette nodi del primo piano, per ciascun sisma appartenente a ciascun “*livello di intensità sismica*” considerato, e il corrispondente massimo in valore assoluto. Nell’ultima riga di ogni tabella si valuta il valore medio degli spostamenti massimi dell’edificio generati da ogni sisma.

Tabella 4.50: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Frequente*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Max	0.001380	
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Min	-0.001321	0.001380
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Max	0.001501	
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Min	-0.001510	0.001510
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Max	0.001340	
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Min	-0.001334	0.001340
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Max	0.001576	
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Min	-0.001742	0.001742
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Max	0.001532	
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Min	-0.001695	0.001695
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Max	0.001598	
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Min	-0.001734	0.001734
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Max	0.001147	
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Min	-0.001195	0.001195
spostamento medio [m]				0.001514

Tabella 4.51: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Occasionale*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Max	0.001206	
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Min	-0.000956	0.001206
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Max	0.001530	
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Min	-0.001817	0.001817
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Max	0.001948	
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Min	-0.001973	0.001973
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Max	0.001478	
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Min	-0.001176	0.001478
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Max	0.000924	
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Min	-0.000830	0.000924
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Max	0.001490	
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Min	-0.001411	0.001490
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Max	0.003658	
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Min	-0.003516	0.003658
spostamento medio [m]				0.001792

Tabella 4.52: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Raro*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Max	0.004541	
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Min	-0.004040	0.004541
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Max	0.002535	
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Min	-0.002502	0.002535
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Max	0.004438	
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Min	-0.004632	0.004632
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Max	0.003705	
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Min	-0.003040	0.003705
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Max	0.005095	
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Min	-0.005102	0.005102
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Max	0.003955	
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Min	-0.004437	0.004437
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Max	0.003808	
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Min	-0.003175	0.003808
spostamento medio [m]				0.004109

Tabella 4.53: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Molto Raro*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Max	0.003813	
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Min	-0.003801	0.003813
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Max	0.004375	
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Min	-0.005460	0.005460
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Max	0.004660	
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Min	-0.003885	0.004660
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Max	0.004642	
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Min	-0.004832	0.004832
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Max	0.005122	
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Min	-0.003956	0.005122
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Max	0.004330	
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Min	-0.004279	0.004330
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Max	0.005788	
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Min	-0.007366	0.007366
spostamento medio [m]				0.005083

4.2.2.2.2. Taglio complessivo alla base

Il valore di taglio complessivo alla base è dato dalla somma della forza totale registrata per il sistema di dispositivi e della forza totale del sistema di pilastri, che si ottengono, rispettivamente, come è stato sopra descritto. In realtà, questo valore è quello che si ottiene se si considera il taglio complessivo massimo in valore assoluto alla base della struttura dovuto a ciascuno dei sette accelerogrammi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” considerato di volta in volta.

Di seguito (tab. 4.54-4.57) si riportano i tagli complessivi massimo e minimo alla base della struttura, dovuti a ciascuno dei sette accelerogrammi spettro-compatibili con ciascun “livello di intensità sismica” considerato, e il corrispondente massimo in valore assoluto. Nell’ultima riga di ogni tabella si valuta il valore medio dei tagli massimi dell’edificio generati da ogni sisma.

Tabella 4.54: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Frequente*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Max	154.0993	
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Min	-160.9993	160.9993
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Max	176.1024	
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Min	-175.0693	176.1024
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Max	155.5801	
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Min	-156.3640	156.3640
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Max	203.2367	
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Min	-183.8395	203.2367
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Max	197.7590	
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Min	-178.6514	197.7590
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Max	202.2551	
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Min	-186.4087	202.2551
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Max	139.4777	
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Min	-133.7528	139.4777
taglio medio [t]				176.5992

Tabella 4.55: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Occasionale*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Max	111.5400	
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Min	-140.6909	140.6909
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Max	211.9018	
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Min	-178.4326	211.9018
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Max	230.1847	
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Min	-227.1809	230.1847
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Max	137.1108	
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Min	-172.4880	172.4880
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Max	96.7666	
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Min	-107.7232	107.7232
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Max	164.6135	
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Min	-173.8230	173.8230
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Max	410.2215	
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Min	-426.7929	426.7929
taglio medio [t]				209.0864

Tabella 4.56: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Raro”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	massima reazione alla base
Text	Text	Text	Tonf	in valore assoluto
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Max	471.2891	529.7479
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Min	-529.7479	
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Max	291.8816	295.7274
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Min	-295.7274	
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Max	540.4376	540.4376
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Min	-517.8070	
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Max	354.6358	432.2604
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Min	-432.2604	
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Max	585.3311	585.3311
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Min	-585.1520	
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Max	517.5939	517.5939
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Min	-461.3456	
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Max	370.3810	444.2852
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Min	-444.2852	
taglio medio [t]				477.9119

Tabella 4.57: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Molto Raro”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	massima reazione alla base
Text	Text	Text	Tonf	in valore assoluto
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Max	443.5278	444.8148
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Min	-444.8148	
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Max	586.4719	586.4719
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Min	-560.9297	
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Max	453.2293	543.6647
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Min	-543.6647	
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Max	563.6433	563.6433
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Min	-541.4967	
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Max	473.4378	585.6350
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Min	-585.6350	
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Max	499.2187	505.1785
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Min	-505.1785	
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Max	591.1887	591.1887
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Min	-587.2835	
taglio medio [t]				545.7996

4.2.2.2.3. Punti di verifica sulla Mappa dei Comportamenti della struttura nel diagramma Forze-Spostamenti

Nei paragrafi precedenti (cfr. § 4.2.2.2.2.1. – 4.2.2.2.2.2.) sono stati determinati dei “punti di verifica” per la struttura. Essi sono individuati dal massimo spostamento in valore assoluto del primo piano in funzione del taglio complessivo massimo in valore assoluto alla base, per ogni sisma con cui è stato sollecitato l’edificio per ciascuno dei “livelli di intensità sismica” considerati. Tali *punti di verifica* coincidono con la somma, a parità di spostamento, dei *punti di verifica* ottenuti per il sistema di dispositivi e per il sistema di pilastri.

Si decide di plottare questi punti (*punti di verifica*) sulla *Mappa dei Comportamenti* della struttura nel diagramma Forze–Spostamenti per verificare che intercettino la curva di progetto della struttura al fine di soddisfare degli “*obiettivi prestazionali*”, per il particolare sito considerato.

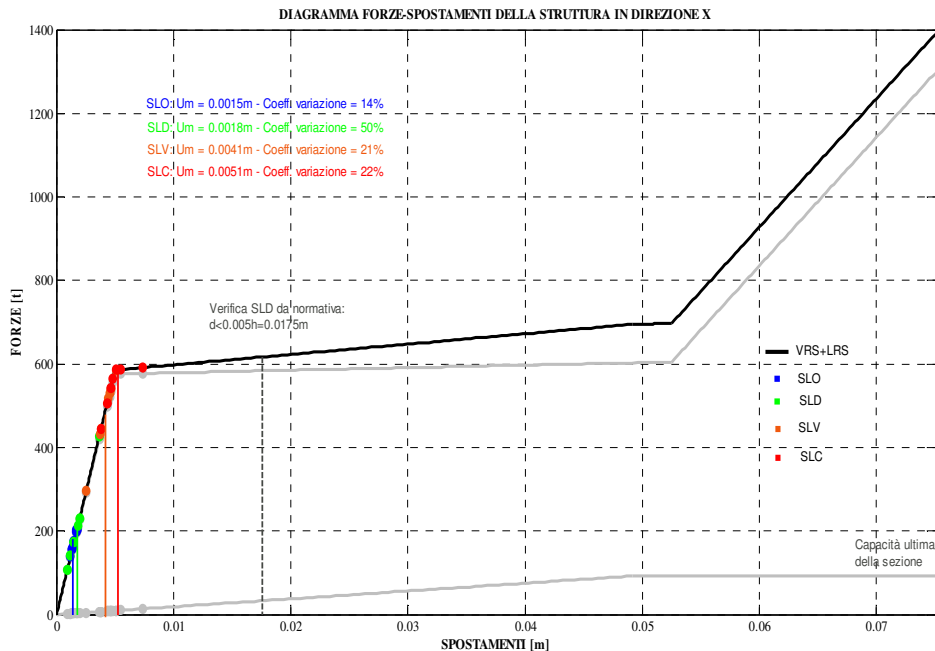


Figura 4.13 – Verifica della struttura in direzione x sulla Mappa dei comportamenti nel diagramma Forze-Spostamenti.

Dalla Figura 4.13 è facile osservare che i *punti di verifica* si sovrappongono perfettamente alla curva di progetto della struttura.

I punti blu rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*”; i punti verdi rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Occasionale*”; i punti arancioni rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Raro*”; i punti rossi rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Molto Raro*”.

Le linee verticali degli stessi colori mostrano i punti medi di ciascun *livello di intensità sismica* considerato.

Quando la struttura viene sollecitata da dei sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*” (punti blu) è perfettamente in grado di

soddisfare il “livello prestazionale” di “Fully Operational” in quanto si trova pienamente in campo elastico lineare. Infatti, tutti i punti in blu sono disposti lungo il primo tratto della curva e il valore medio 0.0015m, calcolato per gli spostamenti subiti dalla struttura soggetta ad un “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Frequente”, si dispone molto prima dello spostamento di snervamento della struttura, $\delta_y = 0.005\text{m}$.

Nel caso di sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Occasionale” la struttura continua a mantenersi in campo elastico-lineare, in quanto i punti verdi si dispongono ancora lungo tutto il primo tratto della curva. Infatti, il valore medio 0.00918m, calcolato per gli spostamenti subiti dalla struttura soggetta ad un “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Occasionale”, è molto vicino al valore medio nel caso del “Terremoto Frequente” e, quindi, molto più piccolo dello spostamento di snervamento della struttura, δ_y , imposto a 0.005m.

Anche nel caso di sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Raro”, la struttura continua ancora a mantenersi in campo elastico lineare ed è, quindi, sicuramente in grado di soddisfare il “livello prestazionale” di “Life-Safe”. Infatti, lo spostamento medio, 0.0041m, è più piccolo dello spostamento di snervamento della struttura, 0.005m, e, a maggior ragione, inferiore allo spostamento limite per il “livello prestazionale” di “Life-Safe”, 0.0525m.

Infine, è interessante notare che perfino nel caso di sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Molto Raro” gli spostamenti registrati sulla struttura si mantengono ancora, al limite, in campo elastico lineare. Solo due dei punti in rosso oltrepassano il limite di snervamento di 0.005m, quando la struttura comincia a plasticizzarsi. Infatti, il valore medio degli spostamenti, in questo caso, è pari a 0.0051m. Comunque, è un valore di gran lunga inferiore al limite di 0.0525m, perciò il “livello prestazionale” di “Life-Safe” continua ad essere pienamente soddisfatto anche nel caso di “Terremoto Molto Raro”.

Nella Figura 4.13 vengono riportate in grigio anche le due curve che descrivono, rispettivamente, il comportamento del sistema di pilastri (*Vertical Resisting System, VRS*), cioè del sistema progettato per resistere ai carichi verticali che, con la propria rigidità laterale contribuisce a resistere anche i carichi orizzontali, e il comportamento del sistema resistente ai carichi orizzontali (*Lateral Resisting System, LRS*) costituito dai *dispositivi isteretici a forma di “stella”*.

Sia per il VRS che per l'LRS, plottando i rispettivi *punti di verifica* precedentemente definiti, si può notare la loro precisa sovrapposizione con le curve che descrivono i due sistemi

Questa è un'ulteriore verifica di quanto già ripetuto in precedenza: la curva di progetto della struttura nasce dalla somma della curva individuata per il sistema di pilastri e della curva individuata per il sistema resistente alle azioni orizzontali costituito dai *dispositivi isteretici a forma di "stella"* disposti tra il piano terra e il primo piano.

Come riportato anche nel case study descritto al capitolo 3, anche in questo caso è possibile proporre un confronto tra i valori di spostamento registrati sulla struttura in direzione x e i valori limite riportati nella normativa.

È possibile notare che lo spostamento limite da normativa allo *Stato Limite di Danno* è di gran lunga superiore allo spostamento medio registrato in corrispondenza di tutti e quattro i *"livelli di intensità sismica"* considerati.

In più, tenendo conto del fatto che lo spostamento ultimo calcolato per la sezione del pilastro in direzione debole è circa 0.10m, lo spostamento medio che si ha per il *"livello di intensità sismica"* definito *"Terremoto Molto Raro"*, pari a 0.0051m, è sicuramente molto più piccolo, quindi la verifica è ampiamente soddisfatta.

In conclusione, l'utilizzo di 24 *dispositivi isteretici* con 20 stelle è estremamente sufficiente a garantire il rispetto degli *obiettivi prestazionali* imposti inizialmente sulla struttura, in relazione al determinato sito a *bassa sismicità* preso in esame. Si può considerare esagerato disporre dei *dispositivi isteretici* realizzati con un così elevato numero di stelle. Infatti, come si vedrà nel seguito, gli *obiettivi prestazionali* risulteranno soddisfatti anche dimezzando il numero di stelle.

4.2.2.3. MODELLO IN DIREZIONE Y

Per quanto riguarda le modalità con cui si realizza il modello piano in direzione y, si rimanda al capitolo 3 (cfr. § 3.5.4), Le modellazioni degli elementi resistenti alle azioni orizzontali, attraverso degli NL-Link definiti Multilinear Plastic di tipo Kinematic, e dei pilastri, attraverso la definizione di cerniere plastiche è sempre la stessa.

I parametri con cui è stato schematizzato il diagramma Forze-Spostamenti degli otto elementi resistenti alle azioni orizzontali sono riportati in Tabella 4.58.

Tabella 4.58: Parametri con cui è stato schematizzato il diagramma Forze-Spostamenti degli otto elementi resistenti alle azioni orizzontali.

PARAMETRI: 8 LRCs	
rigidezza iniziale, K_1 [t/m]	38400
spostamento di snervamento, δ_y [m]	0.005
forza di snervamento, F_y [t]	192
spostamento, δ_h [m]	0.0525
forza, F_h [t]	201.6
spostamento ultimo [m]	0.075
forza ultima [t]	432

4.2.2.4. ANALISI DINAMICHE NON LINEARI DI TIPO TIME-HISTORY IN DIREZIONE Y

Si procede con la verifica della struttura in direzione x tramite delle analisi dinamiche non lineari di tipo *time-history*.

Il telaio piano verrà sollecitato con accelerogrammi spettro-compatibili al “*livello di intensità sismica*” che verrà di volta in volta preso in esame. Dal momento che il sito considerato è la città di Milano, gli accelerogrammi che si utilizzano sono quelli ricavati con il software *REXEL v 3.1 beta*, secondo quanto già detto al paragrafo 4.2.2.2.

Le analisi *time-history* vengono condotte mantenendo separati i risultati che si ottengono per il sistema di 24 *dispositivi isteretici* con 20 stelle ciascuno e quelli che si ottengono sul sistema di pilastri; solo successivamente vengono sommati, in modo tale da ottenere i risultati della struttura. Infatti, la curva di progetto della struttura è data dalla somma della curva ottenuta per il sistema di pilastri e da quella ottenuta per il sistema di *dispositivi isteretici*. I *punti di verifica* per la struttura devono cadere sulla propria curva e devono soddisfare gli *obiettivi prestazionali* imposti.

Relativamente ai risultati che si ottengono dalle analisi *time-history* effettuate separatamente sul sistema di *dispositivi isteretici* e sul sistema di pilastri, si segue quanto descritto nei case studies precedenti: si considerano, perciò, sempre i massimi spostamenti

in valore assoluto e le massime forze in valore assoluto per ciascun “livello di intensità sismica” imposto, secondo dei criteri analoghi (cfr. § 4.1.3.2.1. - § 4.1.3.2.2.).

4.2.2.4.1. Risultati delle analisi time-history dell’edificio con dispositivi isteretici con 20 stelle

4.2.2.4.1.1. Spostamento massimo del primo piano

Lo spostamento massimo considerato è lo stesso che si ottiene sia per il sistema di dispositivi isteretici, sia per il sistema di pilastri. Viene, quindi, preso tale spostamento per ciascun “livello di intensità sismica” considerato.

Per chiarezza, nelle Tabelle 4.59-4.62, si riportano i valori medi degli spostamenti massimi e minimi, registrati in ognuno dei sette nodi del primo piano, per ciascun sisma appartenente a ciascun “livello di intensità sismica” considerato, e il corrispondente massimo in valore assoluto. Nell’ultima riga di ogni tabella si valuta il valore medio degli spostamenti massimi dell’edificio generati da ogni sisma.

Tabella 4.59: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Frequente”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Max	0.001347	
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Min	-0.001293	0.001347
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Max	0.001407	
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Min	-0.001482	0.001482
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Max	0.001238	
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Min	-0.001285	0.001285
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Max	0.001557	
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Min	-0.001739	0.001739
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Max	0.001527	
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Min	-0.001694	0.001694
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Max	0.001537	
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Min	-0.001680	0.001680
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Max	0.001170	
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Min	-0.001160	0.001170
spostamento medio [m]				0.001485

Tabella 4.60: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Occasionale*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Max	0.001226	
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Min	-0.001047	0.001226
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Max	0.001565	
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Min	-0.001812	0.001812
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Max	0.001858	
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Min	-0.001877	0.001877
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Max	0.001423	
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Min	-0.001113	0.001423
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Max	0.000903	
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Min	-0.000758	0.000903
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Max	0.001415	
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Min	-0.001363	0.001415
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Max	0.003397	
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Min	-0.003205	0.003397
spostamento medio [m]				0.001722

Tabella 4.61: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Raro*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Max	0.004310	
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Min	-0.003899	0.004310
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Max	0.002601	
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Min	-0.002565	0.002601
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Max	0.003868	
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Min	-0.003939	0.003939
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Max	0.003691	
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Min	-0.003019	0.003691
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Max	0.004861	
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Min	-0.004669	0.004861
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Max	0.003605	
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Min	-0.004123	0.004123
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Max	0.003825	
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Min	-0.003108	0.003825
spostamento medio [m]				0.003907

Tabella 4.62: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Molto Raro*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Max	0.003772	
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Min	-0.003503	0.003772
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Max	0.004331	
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Min	-0.005047	0.005047
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Max	0.004681	
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Min	-0.003804	0.004681
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Max	0.004500	
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Min	-0.004841	0.004841
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Max	0.004863	
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Min	-0.003881	0.004863
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Max	0.004303	
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Min	-0.004121	0.004303
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Max	0.005226	
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Min	-0.007117	0.007117
spostamento medio [m]				0.004946

4.2.2.4.1.2. Taglio complessivo alla base

Il valore di taglio complessivo alla base è dato dalla somma della forza totale registrata per il sistema di dispositivi e della forza totale del sistema di pilastri, che si ottengono, rispettivamente, come è stato sopra descritto. In realtà, questo valore è quello che si ottiene se si considera il taglio complessivo massimo in valore assoluto alla base della struttura dovuto a ciascuno dei sette accelerogrammi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” considerato di volta in volta.

Di seguito (tab. 4.63-4.66) si riportano i tagli complessivi massimo e minimo alla base della struttura, dovuti a ciascuno dei sette accelerogrammi spettro–compatibili con ciascun “livello di intensità sismica” considerato, e il corrispondente massimo in valore assoluto. Nell’ultima riga di ogni tabella si valuta il valore medio dei tagli massimi dell’edificio generati da ogni sisma.

Tabella 4.63: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Frequente*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Max	155.7951	162.3026
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Min	-162.3026	
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Max	178.6462	178.6462
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Min	-169.6425	
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Max	154.9295	154.9295
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Min	-149.2077	
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Max	209.5919	209.5919
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Min	-187.6626	
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Max	204.1559	204.1559
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Min	-184.0250	
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Max	202.4673	202.4673
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Min	-185.2421	
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Max	139.7875	140.9902
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Min	-140.9902	
taglio medio [t]				179.0119

Tabella 4.64: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Occasionale*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Max	126.2121	147.8225
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Min	-147.8225	
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Max	218.4074	218.4074
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Min	-188.6776	
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Max	226.2927	226.2927
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Min	-223.9619	
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Max	134.1724	171.5529
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Min	-171.5529	
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Max	91.3773	108.7844
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Min	-108.7844	
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Max	164.2924	170.5090
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Min	-170.5090	
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Max	386.2701	409.4655
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Min	-409.4655	
taglio medio [t]				207.5478

Tabella 4.65: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Raro*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Max	470.0081	
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Min	-519.5221	519.5221
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Max	309.2087	
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Min	-313.5646	313.5646
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Max	474.7481	
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Min	-466.2764	474.7481
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Max	363.9185	
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Min	-444.8985	444.8985
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Max	562.7932	
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Min	-585.8826	585.8826
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Max	496.9675	
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Min	-434.4642	496.9675
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Max	374.6629	
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Min	-461.0575	461.0575
taglio medio [t]				470.9487

Tabella 4.66: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Molto Raro*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Max	422.1872	
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Min	-454.6679	454.6679
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Max	602.9404	
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Min	-527.3778	602.9404
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Max	458.4691	
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Min	-564.1888	564.1888
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Max	583.4777	
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Min	-542.3972	583.4777
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Max	467.7740	
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Min	-586.1984	586.1984
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Max	496.7226	
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Min	-518.6260	518.6260
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Max	615.2334	
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Min	-604.0035	615.2334
taglio medio [t]				560.7618

4.2.2.4.1.3. Punti di verifica sulla Mappa dei Comportamenti della struttura nel diagramma Forze-Spostamenti

Nei paragrafi precedenti (cfr. § 4.2.2.4.1.1. – 4.2.2.4.1.2.) sono stati determinati dei “*punti di verifica*” per la struttura. Essi sono individuati dal massimo spostamento in valore assoluto del primo piano in funzione del taglio complessivo massimo in valore assoluto alla base, per ogni sisma con cui è stato sollecitato l’edificio per ciascuno dei “*livelli di intensità sismica*” considerati. Tali punti di verifica coincidono con la somma, a parità di

spostamento, dei punti di verifica ottenuti per il sistema di dispositivi e per il sistema di pilastri.

Si decide di plottare questi punti (*punti di verifica*) sulla *Mapa dei Comportamenti* della struttura nel diagramma Forze–Spostamenti per verificare che intercettino la curva di progetto della struttura al fine di soddisfare degli “*obiettivi prestazionali*”, per il particolare sito considerato.

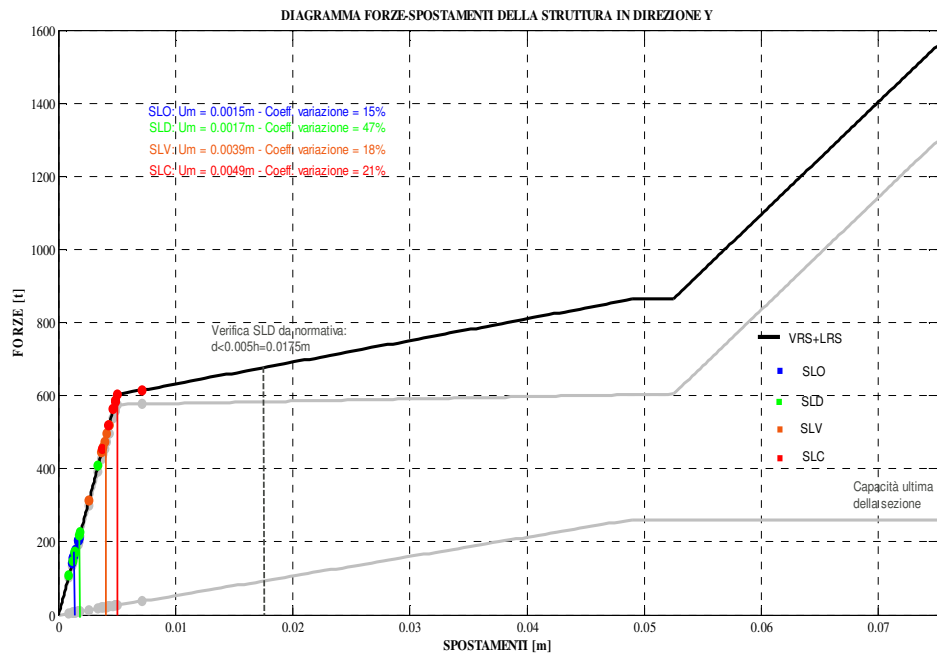


Figura 4.14 – Verifica della struttura in direzione y sulla Mapa dei comportamenti nel diagramma Forze-Spostamenti.

Dalla Figura 4.14 è facile osservare che i *punti di verifica* si sovrappongono perfettamente alla curva di progetto della struttura.

I punti blu rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*”; i punti verdi rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Occasionale*”; i punti arancioni rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Raro*”; i punti rossi rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Molto Raro*”.

Le linee verticali degli stessi colori mostrano i punti medi di ciascun *livello di intensità sismica* considerato.

Quando la struttura viene sollecitata da dei sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*” (punti blu) è perfettamente in grado di soddisfare il “*livello prestazionale*” di “*Fully Operational*” in quanto si trova pienamente in campo elastico lineare. Infatti, tutti i punti in blu sono disposti lungo il primo tratto della curva e il valore medio 0.0015m, calcolato per gli spostamenti subiti dalla struttura soggetta ad un “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*”, si dispone molto prima dello spostamento di snervamento della struttura, $\delta_y = 0.005\text{m}$.

Nel caso di sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Occasionale*” la struttura continua a mantenersi in campo elastico-lineare, in quanto i punti verdi si dispongono ancora lungo tutto il primo tratto della curva. Infatti, il valore medio 0.0017m, calcolato per gli spostamenti subiti dalla struttura soggetta ad un “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Occasionale*”, è molto vicino al valore medio nel caso del “*Terremoto Frequente*” e, quindi, molto più piccolo dello spostamento di snervamento della struttura, δ_y , imposto a 0.005m.

Anche nel caso di sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Raro*”, la struttura continua ancora a mantenersi in campo elastico lineare ed è, quindi, sicuramente in grado di soddisfare il “*livello prestazionale*” di “*Life-Safe*”. Infatti, lo spostamento medio, 0.0039m, è più piccolo dello spostamento di snervamento della struttura, 0.005m, e, a maggior ragione, inferiore allo spostamento limite per il “*livello prestazionale*” di “*Life-Safe*”, 0.0525m.

Infine, è interessante notare che perfino nel caso di sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Molto Raro*” gli spostamenti registrati sulla struttura si mantengono ancora, al limite, in campo elastico lineare. Solo un punto rosso oltrepassa il limite di snervamento di 0.005m, quando la struttura comincia a plasticizzarsi. Infatti, il valore medio degli spostamenti, in questo caso, è pari esattamente a 0.005m. Comunque, è un valore di gran lunga inferiore al limite di 0.0525m, perciò il “*livello prestazionale*” di “*Life-Safe*” continua ad essere pienamente soddisfatto anche nel caso di “*Terremoto Molto Raro*”.

Nella Figura 4.14 vengono riportate in grigio anche le due curve che descrivono, rispettivamente, il comportamento del sistema di pilastri (*Vertical Resisting System, VRS*), cioè del sistema progettato per resistere ai carichi verticali che, con la propria rigidità laterale contribuisce a resistere anche i carichi orizzontali, e il comportamento del sistema

resistente ai carichi orizzontali (*Lateral Resisting System, LRS*) costituito dai *dispositivi isteretici a forma di “stella”*.

Sia per il VRS che per l’LRS, plottando i rispettivi *punti di verifica* precedentemente definiti, si può notare la loro precisa sovrapposizione con le curve che descrivono i due sistemi

Questa è un’ulteriore verifica di quanto già ripetuto in precedenza: la curva di progetto della struttura nasce dalla somma della curva individuata per il sistema di pilastri e della curva individuata per il sistema resistente alle azioni orizzontali costituito dai *dispositivi isteretici a forma di “stella”* disposti tra il piano terra e il primo piano.

Come riportato anche nel case study descritto al capitolo 3, anche in questo caso è possibile proporre un confronto tra i valori di spostamento registrati sulla struttura in direzione y e i valori limite riportati nella normativa.

È possibile notare che lo spostamento limite da normativa allo *Stato Limite di Danno* è di gran lunga superiore allo spostamento medio registrato in corrispondenza di tutti e quattro i *“livelli di intensità sismica”* considerati.

In più, tenendo conto del fatto che lo spostamento ultimo calcolato per la sezione del pilastro in direzione debole è circa 0.10m, lo spostamento medio che si ha per il *“livello di intensità sismica”* definito *“Terremoto Molto Raro”*, pari a 0.005m, è sicuramente molto più piccolo, quindi la verifica è ampiamente soddisfatta.

In conclusione, l’utilizzo di 24 *dispositivi isteretici* con 20 stelle è estremamente sufficiente a garantire il rispetto degli *obiettivi prestazionali* imposti inizialmente sulla struttura, in relazione al determinato sito a *bassa sismicità* preso in esame. Si può considerare esagerato disporre dei *dispositivi isteretici* realizzati con un così elevato numero di stelle. Infatti, come si vedrà nel seguito, gli *obiettivi prestazionali* risulteranno soddisfatti anche dimezzando il numero di stelle.

Confrontando i due modelli di telaio piano, quello per la direzione x e quello per la direzione y, si nota che si impiegano lo stesso numero di pilastri e lo stesso numero di dispositivi isteretici. Si evidenzia, però, il fatto che aumenta la rigidità alla traslazione orizzontale del sistema dei pilastri.

Sostanzialmente, quindi, gli spostamenti medi che si ottengono per ciascun “*livello di intensità sismica*” considerato sulla struttura sono molto simili, in quanto il numero di *dispositivi isteretici* impiegato è sempre lo stesso in entrambe le direzioni. È possibile, però, evidenziare un lieve abbassamento degli spostamenti nel caso del modello piano della struttura in direzione *y*. Questo è dovuto al fatto che, in questo caso, pur avendo sempre lo stesso numero di pilastri, cambia la disposizione della loro sezione, secondo la propria direzione forte.

4.2.3. LRS COSTITUITO DA 24 DISPOSITIVI ISTERETICI CON 10 STELLE

Sia in direzione *x*, che in direzione *y* si impiegano 24 *dispositivi isteretici* con 10 stelle che vengono disposti tra piano terra e primo piano della struttura presa in esame.

Il legame costitutivo del singolo *dispositivo isteretico* è già stato descritto al paragrafo 4.1.1. In più, sono già state definite le caratteristiche fondamentali dello *specifico sistema resistente alle azioni orizzontali* ed è stata già descritta la loro disposizione all'interno dell'edificio in entrambe le direzioni (cfr. § 4.1.2.1.- § 4.1.2.2.).

4.2.4. ANALISI E VERIFICA DELLA STRUTTURA

La struttura considerata è sempre la stessa descritta nel capitolo 3 e i modelli del telaio piano in direzione *x* e in direzione *y* si ottengono allo stesso modo.

4.2.4.1. MODELLO IN DIREZIONE X

Per quanto riguarda le modalità con cui si realizza il modello piano in direzione *x*, si rimanda al capitolo 3 (cfr. § 3.5.1), Le modellazioni degli elementi resistenti alle azioni orizzontali, attraverso degli NL-Link definiti Multilinear Plastic di tipo Kinematic, e dei pilastri, attraverso la definizione di cerniere plastiche è sempre la stessa.

I parametri con cui è stato schematizzato il diagramma Forze-Spostamenti dei quattro elementi resistenti alle azioni orizzontali sono riportati in Tabella 4.67.

Tabella 4.67: Parametri con cui è stato schematizzato il diagramma Forze-Spostamenti dei quattro elementi resistenti alle azioni orizzontali.

PARAMETRI: 4 LRCs	
rigidezza iniziale, K_1 [t/m]	9600
spostamento di snervamento, δ_y [m]	0.005
forza di snervamento, F_y [t]	48
spostamento, δ_h [m]	0.0525
forza, F_h [t]	50.4
spostamento ultimo [m]	0.075
forza ultima [t]	108

4.2.4.2. ANALISI DINAMICHE NON LINEARI DI TIPO TIME-HISTORY IN DIREZIONE X

Si procede con la verifica della struttura in direzione x tramite delle analisi dinamiche non lineari di tipo *time-history*.

Il telaio piano verrà sollecitato con accelerogrammi spettro-compatibili al “*livello di intensità sismica*” che verrà, di volta in volta, preso in esame. Dal momento che il sito considerato è la città di Milano, gli accelerogrammi che si utilizzano sono quelli ricavati con il software *REXEL v 3.1 beta*, secondo quanto già detto al paragrafo 4.2.2.2.

Le analisi *time-history* vengono condotte mantenendo separati i risultati che si ottengono per il sistema di 24 *dispositivi isteretici* con 10 stelle ciascuno e quelli che si ottengono sul sistema di pilastri; solo successivamente vengono sommati, in modo tale da ottenere i risultati della struttura. Infatti, la curva di progetto della struttura è data dalla somma della curva ottenuta per il sistema di pilastri e da quella ottenuta per il sistema di *dispositivi isteretici*. I *punti di verifica* per la struttura devono cadere sulla propria curva e devono soddisfare gli *obiettivi prestazionali* imposti.

Relativamente ai risultati che si ottengono dalle analisi *time-history* effettuate separatamente sul sistema di *dispositivi isteretici* e sul sistema di pilastri, si segue quanto descritto nei case studies precedenti: si considerano, perciò, sempre i massimi spostamenti

in valore assoluto e le massime forze in valore assoluto per ciascun “livello di intensità sismica” imposto, secondo dei criteri analoghi (cfr. § 4.1.3.2.1. - § 4.1.3.2.2.).

4.2.4.2.1. Risultati delle analisi time-history dell’edificio con dispositivi isteretici con 20 stelle

4.2.4.2.1.1. Spostamento massimo del primo piano

Lo spostamento massimo considerato è lo stesso che si ottiene sia per il sistema di dispositivi isteretici, sia per il sistema di pilastri. Viene, quindi, preso tale spostamento per ciascun “livello di intensità sismica” considerato.

Per chiarezza, nelle Tabelle 4.68-4.71, si riportano i valori medi degli spostamenti massimi e minimi, registrati in ognuno dei sette nodi del primo piano, per ciascun sisma appartenente a ciascun “livello di intensità sismica” considerato, e il corrispondente massimo in valore assoluto. Nell’ultima riga di ogni tabella si valuta il valore medio degli spostamenti massimi dell’edificio generati da ogni sisma.

Tabella 4.68: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Frequente”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Max	0.003472	
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Min	-0.003292	0.003472
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Max	0.001332	
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Min	-0.001430	0.001430
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Max	0.002337	
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Min	-0.002370	0.002370
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Max	0.001784	
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Min	-0.001605	0.001784
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Max	0.003742	
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Min	-0.004114	0.004114
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Max	0.003853	
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Min	-0.003876	0.003876
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Max	0.003876	
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Min	-0.001874	0.003876
spostamento medio [m]				0.002516

Tabella 4.69: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Occasionale*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Max	0.002007	
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Min	-0.001617	0.002007
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Max	0.003242	
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Min	-0.002923	0.003242
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Max	0.001946	
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Min	-0.002133	0.002133
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Max	0.001421	
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Min	-0.001729	0.001729
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Max	0.002336	
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Min	-0.002560	0.002560
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Max	0.002429	
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Min	-0.002603	0.002603
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Max	0.003225	
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Min	-0.003335	0.003335
spostamento medio [m]				0.002689

Tabella 4.70: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Raro*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Max	0.008954	
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Min	-0.008133	0.008954
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Max	0.004058	
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Min	-0.004093	0.004093
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Max	0.008388	
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Min	-0.006040	0.008388
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Max	0.005118	
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Min	-0.005377	0.005377
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Max	0.005682	
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Min	-0.004522	0.005682
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Max	0.005764	
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Min	-0.007709	0.007709
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Max	0.005193	
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Min	-0.009062	0.009062
spostamento medio [m]				0.007038

Tabella 4.71: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Molto Raro*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Max	0.006851	
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Min	-0.007681	0.007681
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Max	0.007044	
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Min	-0.008380	0.008380
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Max	0.006515	
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Min	-0.009494	0.009494
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Max	0.005181	
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Min	-0.005856	0.005856
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Max	0.009599	
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Min	-0.005196	0.005196
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Max	0.008483	
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Min	-0.008103	0.008103
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Max	0.005204	
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Min	-0.008665	0.008665
spostamento medio [m]				0.008308

4.2.4.2.1.2. Taglio complessivo alla base

Il valore di taglio complessivo alla base è dato dalla somma della forza totale registrata per il sistema di dispositivi e della forza totale del sistema di pilastri, che si ottengono, rispettivamente, come è stato sopra descritto. In realtà, questo valore è quello che si ottiene se si considera il taglio complessivo massimo in valore assoluto alla base della struttura dovuto a ciascuno dei sette accelerogrammi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” considerato di volta in volta.

Di seguito (tab. 4.72-4.75) si riportano i tagli complessivi massimo e minimo alla base della struttura, dovuti a ciascuno dei sette accelerogrammi spettro–compatibili con ciascun “livello di intensità sismica” considerato, e il corrispondente massimo in valore assoluto. Nell’ultima riga di ogni tabella si valuta il valore medio degli spostamenti massimi dell’edificio generati da ogni sisma.

Tabella 4.72: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Frequente*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	massima reazione alla base
Text	Text	Text	Tonf	in valore assoluto
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Max	195.4602	
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Min	-206.1717	206.1717
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Max	84.9147	
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Min	-79.0693	84.9147
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Max	140.7294	
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Min	-138.7655	140.7294
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Max	95.3138	
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Min	-106.1846	106.1846
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Max	244.2608	
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Min	-222.1499	244.2608
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Max	230.1508	
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Min	-228.7854	230.1508
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Max	111.2619	
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Min	-119.7442	119.7442
taglio medio [t]				149.3647

Tabella 4.73: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Occasionale*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	massima reazione alla base
Text	Text	Text	Tonf	in valore assoluto
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Max	95.993	
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Min	-119.1397	119.1397
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Max	173.5486	
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Min	-192.4987	192.4987
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Max	126.6573	
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Min	-115.5357	126.6573
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Max	102.6511	
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Min	-84.3077	102.6511
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Max	152.0145	
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Min	-138.6893	152.0145
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Max	154.5823	
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Min	-144.229	154.5823
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Max	198.009	
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Min	-191.4872	198.0090
taglio medio [t]				161.7366

Tabella 4.74: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Raro*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Max	304.1462	305.9287
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Min	-305.9287	
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Max	243.0331	243.0331
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Min	-240.9167	
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Max	299.6002	304.6989
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Min	-304.6989	
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Max	298.1585	298.1585
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Min	-297.5972	
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Max	268.4755	298.8228
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Min	-298.8228	
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Max	303.2252	303.2252
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Min	-299.0007	
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Max	306.1634	306.1634
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Min	-297.7602	
taglio medio [t]				294.2901

Tabella 4.75: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Molto Raro*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Max	303.1639	303.1639
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Min	-301.3626	
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Max	304.6810	304.6810
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Min	-301.7800	
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Max	307.1025	307.1025
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Min	-300.6310	
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Max	299.2006	299.2006
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Min	-297.7344	
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Max	297.7678	307.3297
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Min	-307.3297	
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Max	304.0795	304.9047
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Min	-304.9047	
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Max	305.2999	305.2999
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Min	-297.7838	
taglio medio [t]				304.5260

4.2.2.4.2.3. Punti di verifica sulla Mappa dei Comportamenti della struttura nel diagramma Forze-Spostamenti

Nei paragrafi precedenti (cfr. § 4.2.2.4.2.1. – 4.2.2.4.2.2.) sono stati determinati dei “*punti di verifica*” per la struttura. Essi sono individuati dal massimo spostamento in valore assoluto del primo piano in funzione del taglio complessivo massimo in valore assoluto alla base, per ogni sisma con cui è stato sollecitato l’edificio per ciascuno dei “*livelli di intensità sismica*” considerati. Tali *punti di verifica* coincidono con la somma, a parità di

spostamento, dei *punti di verifica* ottenuti per il sistema di dispositivi e per il sistema di pilastri.

Si decide di plottare questi punti (*punti di verifica*) sulla *Mappa dei Comportamenti* della struttura nel diagramma Forze–Spostamenti per verificare che intercettino la curva di progetto della struttura al fine di soddisfare degli “*obiettivi prestazionali*”, per il particolare sito considerato.

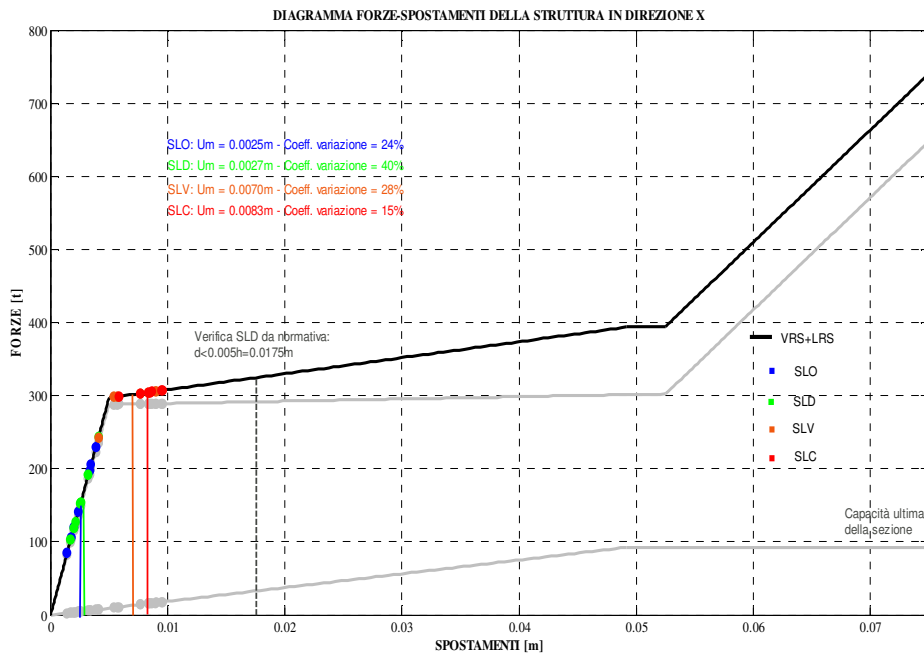


Figura 4.15 – Verifica della struttura in direzione x sulla Mappa dei comportamenti nel diagramma Forze-Spostamenti.

Dalla Figura 4.15 è facile osservare che i punti di verifica si sovrappongono perfettamente alla curva di progetto della struttura.

I punti blu rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*”; i punti verdi rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Occasionale*”; i punti arancioni rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Raro*”; i punti rossi rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Molto Raro*”.

Le linee verticali degli stessi colori mostrano i punti medi di ciascun livello di intensità sismica considerato.

Quando la struttura viene sollecitata da dei sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*” (punti blu) è in grado di soddisfare il “*livello prestazionale*” di “*Fully Operational*” in quanto si trova pienamente in campo elastico lineare. Infatti, tutti i punti in blu sono disposti lungo il primo tratto della curva e il valore medio 0.0025m, calcolato per gli spostamenti subiti dalla struttura soggetta ad un “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*”, si dispone dello spostamento di snervamento della struttura, $\delta_y = 0.005\text{m}$.

Nel caso di sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Occasionale*” la struttura continua a mantenersi in campo elastico-lineare, in quanto i punti verdi si dispongono ancora lungo tutto il primo tratto della curva. Infatti, il valore medio 0.0027m, calcolato per gli spostamenti subiti dalla struttura soggetta ad un “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Occasionale*”, è molto vicino al valore medio nel caso del “*Terremoto Frequente*” e, quindi, molto più piccolo dello spostamento di snervamento della struttura, δ_y , imposto a 0.005m.

Invece, nel caso di sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Raro*”, la struttura inizia a plasticizzarsi, ma è in grado di soddisfare il “*livello prestazionale*” di “*Life-Safe*”. Infatti, lo spostamento medio, 0.0070m, è molto più piccolo dello spostamento limite per il “*livello prestazionale*” di “*Life-Safe*”, 0.0525m.

Infine, nel caso di sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Molto Raro*” lo spostamento medio, pari a 0.0083m, è un valore di gran lunga inferiore al limite di 0.0525m, perciò il “*livello prestazionale*” di “*Life-Safe*” continua ad essere pienamente soddisfatto anche nel caso di “*Terremoto Molto Raro*”.

Nella Figura 4.15 vengono riportate in grigio anche le due curve che descrivono, rispettivamente, il comportamento del sistema di pilastri (*Vertical Resisting System, VRS*), cioè del sistema progettato per resistere ai carichi verticali che, con la propria rigidità laterale contribuisce a resistere anche i carichi orizzontali, e il comportamento del sistema resistente ai carichi orizzontali (*Lateral Resisting System, LRS*) costituito dai *dispositivi isteretici a forma di “stella”*.

Sia per il VRS che per l’LRS, plottando i rispettivi *punti di verifica* precedentemente definiti, si può notare la loro precisa sovrapposizione con le curve che descrivono i due sistemi

Questa è un'ulteriore verifica di quanto già ripetuto in precedenza: la curva di progetto della struttura nasce dalla somma della curva individuata per il sistema di pilastri e della curva individuata per il sistema resistente alle azioni orizzontali costituito dai *dispositivi isteretici a forma di “stella”* disposti tra il piano terra e il primo piano.

Come riportato anche nel case study descritto al capitolo 3, anche in questo caso è possibile proporre un confronto tra i valori di spostamento registrati sulla struttura in direzione x e i valori limite riportati nella normativa.

È possibile notare che lo spostamento limite da normativa allo *Stato Limite di Danno* è di gran lunga superiore allo spostamento medio registrato in corrispondenza di tutti e quattro i *“livelli di intensità sismica”* considerati.

In più, tenendo conto del fatto che lo spostamento ultimo calcolato per la sezione del pilastro in direzione debole è circa 0.10m, lo spostamento medio che si ha per il *“livello di intensità sismica”* definito *“Terremoto Molto Raro”*, pari a 0.0083m, è sicuramente molto più piccolo, quindi la verifica è ampiamente soddisfatta.

In conclusione, l'utilizzo di 24 *dispositivi isteretici* con 10 stelle continua ad essere più che sufficiente a garantire il rispetto degli *obiettivi prestazionali* imposti inizialmente sulla struttura, in relazione al determinato sito a *bassa sismicità* considerato.

4.2.4.3. MODELLO IN DIREZIONE Y

Per quanto riguarda le modalità con cui si realizza il modello piano in direzione y, si rimanda al capitolo 3 (cfr. § 3.5.4), Le modellazioni degli elementi resistenti alle azioni orizzontali, attraverso degli NL-Link definiti Multilinear Plastic di tipo Kinematic, e dei pilastri, attraverso la definizione di cerniere plastiche è sempre la stessa.

I parametri con cui è stato schematizzato il diagramma Forze-Spostamenti degli otto elementi resistenti alle azioni orizzontali sono riportati in Tabella 4.76.

Tabella 4.76: Parametri con cui è stato schematizzato il diagramma Forze-Spostamenti degli otto elementi resistenti alle azioni orizzontali.

PARAMETRI: 8 LRCs	
rigidezza iniziale, K_1 [t/m]	19200
spostamento di snervamento, δ_y [m]	0.005
forza di snervamento, F_y [t]	96
spostamento, δ_h [m]	0.0525
forza, F_h [t]	100.8
spostamento ultimo [m]	0.075
forza ultima [t]	216

4.2.4.4. ANALISI DINAMICHE NON LINEARI DI TIPO TIME-HISTORY IN DIREZIONE Y

Si procede con la verifica della struttura in direzione y tramite delle analisi dinamiche non lineari di tipo *time-history*.

Il telaio piano verrà sollecitato con accelerogrammi spettro-compatibili al “*livello di intensità sismica*” che verrà di volta in volta preso in esame. Dal momento che il sito considerato è la città di Milano, gli accelerogrammi che si utilizzano sono quelli ricavati con il software *REXEL v 3.1 beta*, secondo quanto già detto al paragrafo 4.2.2.2.

Le analisi *time-history* vengono condotte mantenendo separati i risultati che si ottengono per il sistema di 24 *dispositivi isteretici* con 10 stelle ciascuno e quelli che si ottengono sul sistema di pilastri; solo successivamente vengono sommati, in modo tale da ottenere i risultati della struttura. Infatti, la curva di progetto della struttura è data dalla somma della curva ottenuta per il sistema di pilastri e da quella ottenuta per il sistema di *dispositivi isteretici*. I *punti di verifica* per la struttura devono cadere sulla propria curva e devono soddisfare gli *obiettivi prestazionali* imposti.

Relativamente ai risultati che si ottengono dalle analisi *time-history* effettuate separatamente sul sistema di *dispositivi isteretici* e sul sistema di pilastri, si segue quanto

descritto nei case studies precedenti: si considerano, perciò, sempre i massimi spostamenti in valore assoluto e le massime forze in valore assoluto per ciascun “livello di intensità sismica” imposto, secondo dei criteri analoghi (cfr. § 4.1.3.2.1. - § 4.1.3.2.2.).

4.2.4.4.1. Risultati delle analisi time-history dell’edificio con dispositivi isteretici con 20 stelle

4.2.4.4.1.1. Spostamento massimo del primo piano

Lo spostamento massimo considerato è lo stesso che si ottiene sia per il sistema di dispositivi isteretici, sia per il sistema di pilastri. Viene, quindi, preso tale spostamento per ciascun “livello di intensità sismica” considerato.

Per chiarezza, nelle Tabelle 4.77-4.80, si riportano i valori medi degli spostamenti massimi e minimi, registrati in ognuno dei sette nodi del primo piano, per ciascun sisma appartenente a ciascun “livello di intensità sismica” considerato, e il corrispondente massimo in valore assoluto. Nell’ultima riga di ogni tabella si valuta il valore medio degli spostamenti massimi dell’edificio generati da ogni sisma.

Tabella 4.77: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Frequente*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Max	0.003433	
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Min	-0.003263	0.003433
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Max	0.001183	
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Min	-0.001701	0.001701
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Max	0.002068	
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Min	-0.002218	0.002218
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Max	0.001683	
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Min	-0.001824	0.001824
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Max	0.003892	
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Min	-0.004239	0.004239
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Max	0.003267	
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Min	-0.003169	0.003267
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Max	0.00231	
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Min	-0.002078	0.002310
spostamento medio [m]				0.002443

Tabella 4.78: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Occasionale*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Max	0.002012	
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Min	-0.001649	0.002012
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Max	0.003112	
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Min	-0.002865	0.003112
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Max	0.002187	
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Min	-0.002057	0.002187
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Max	0.001332	
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Min	-0.001801	0.001801
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Max	0.002164	
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Min	-0.002445	0.002445
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Max	0.002195	
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Min	-0.00231	0.002310
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Max	0.003227	
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Min	-0.003237	0.003237
spostamento medio [m]				0.002713

Tabella 4.79: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Raro*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Max	0.008730	
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Min	-0.007665	0.008730
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Max	0.004753	
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Min	-0.004864	0.004864
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Max	0.008726	
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Min	-0.006219	0.008726
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Max	0.004722	
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Min	-0.005239	0.005239
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Max	0.006193	
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Min	-0.004808	0.006193
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Max	0.005710	
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Min	-0.007322	0.007322
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Max	0.004772	
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Min	-0.008131	0.008131
spostamento medio [m]				0.007029

Tabella 4.80: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Molto Raro*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Max	0.007414	
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Min	-0.007445	0.007445
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Max	0.006536	
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Min	-0.008122	0.008122
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Max	0.005887	
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Min	-0.008972	0.008972
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Max	0.005141	
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Min	-0.006347	0.006347
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Max	0.009542	
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Min	-0.004616	0.009542
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Max	0.008863	
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Min	-0.008571	0.008863
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Max	0.006214	
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Min	-0.008146	0.008146
spostamento medio [m]				0.008205

4.2.4.4.1.2. Taglio complessivo alla base

Il valore di taglio complessivo alla base è dato dalla somma della forza totale registrata per il sistema di dispositivi e della forza totale del sistema di pilastri, che si ottengono, rispettivamente, come è stato sopra descritto. In realtà, questo valore è quello che si ottiene se si considera il taglio complessivo massimo in valore assoluto alla base della struttura dovuto a ciascuno dei sette accelerogrammi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” considerato di volta in volta.

Di seguito (tab. 4.81-4.84) si riportano i tagli complessivi massimo e minimo alla base della struttura, dovuti a ciascuno dei sette accelerogrammi spettro–compatibili con ciascun “livello di intensità sismica” considerato, e il corrispondente massimo in valore assoluto. Nell’ultima riga di ogni tabella si valuta il valore medio dei tagli massimi dell’edificio generati da ogni sisma.

Tabella 4.81: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Frequente*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Max	205.3468	216.0268
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Min	-216.0268	
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Max	107.0682	107.0682
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Min	-74.4631	
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Max	139.5958	139.5958
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Min	-130.1474	
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Max	114.778	114.7780
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Min	-105.9109	
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Max	266.793	266.7930
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Min	-244.9452	
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Max	199.4586	205.6047
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Min	-205.6047	
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Max	130.7608	145.3973
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Min	-145.3973	
taglio medio [t]				153.7687

Tabella 4.82: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Occasionale*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Max	103.7475	126.5891
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Min	-126.5891	
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Max	180.2731	195.8270
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Min	-195.827	
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Max	129.4466	137.6355
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Min	-137.6355	
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Max	113.3391	113.3391
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Min	-83.8353	
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Max	153.8438	153.8438
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Min	-136.1717	
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Max	145.4035	145.4035
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Min	-138.1556	
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Max	203.7432	203.7432
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Min	-203.1146	
taglio medio [t]				170.7520

Tabella 4.83: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Raro*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Max	329.6855	335.6849
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Min	-335.6849	
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Max	306.1203	306.1203
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Min	-299.1158	
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Max	321.5346	335.6605
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Min	-335.6605	
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Max	316.0080	316.0080
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Min	-297.1896	
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Max	302.5794	321.3854
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Min	-321.3854	
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Max	327.7494	327.7494
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Min	-318.6630	
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Max	332.3083	332.3083
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Min	-312.2090	
taglio medio [t]				324.9881

Tabella 4.84: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Molto Raro*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Max	328.4428	328.4428
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Min	-328.2684	
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Max	332.2586	332.2586
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Min	-323.3184	
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Max	337.0470	337.0470
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Min	-319.6627	
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Max	322.2550	322.2550
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Min	-315.4580	
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Max	312.4984	340.2620
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Min	-340.2620	
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Max	334.7907	336.4338
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Min	-336.4338	
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Max	332.3950	332.3950
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Min	-321.5068	
taglio medio [t]				332.7277

4.2.4.4.1.3. Punti di verifica sulla Mappa dei Comportamenti della struttura nel diagramma Forze-Spostamenti

Nei paragrafi precedenti (cfr. § 4.2.4.4.1.1. – 4.2.4.4.1.2.) sono stati determinati dei “*punti di verifica*” per la struttura. Essi sono individuati dal massimo spostamento in valore assoluto del primo piano in funzione del taglio complessivo massimo in valore assoluto alla base, per ogni sisma con cui è stato sollecitato l’edificio per ciascuno dei “*livelli di intensità sismica*” considerati. Tali *punti di verifica* coincidono con la somma, a parità di spostamento, dei *punti di verifica* ottenuti per il sistema di dispositivi e per il sistema di pilastri.

Si decide di plottare questi punti (*punti di verifica*) sulla *Mappa dei Comportamenti* della struttura nel diagramma Forze–Spostamenti per verificare che intercettino la curva di progetto della struttura al fine di soddisfare degli “*obiettivi prestazionali*”, per il particolare sito considerato.

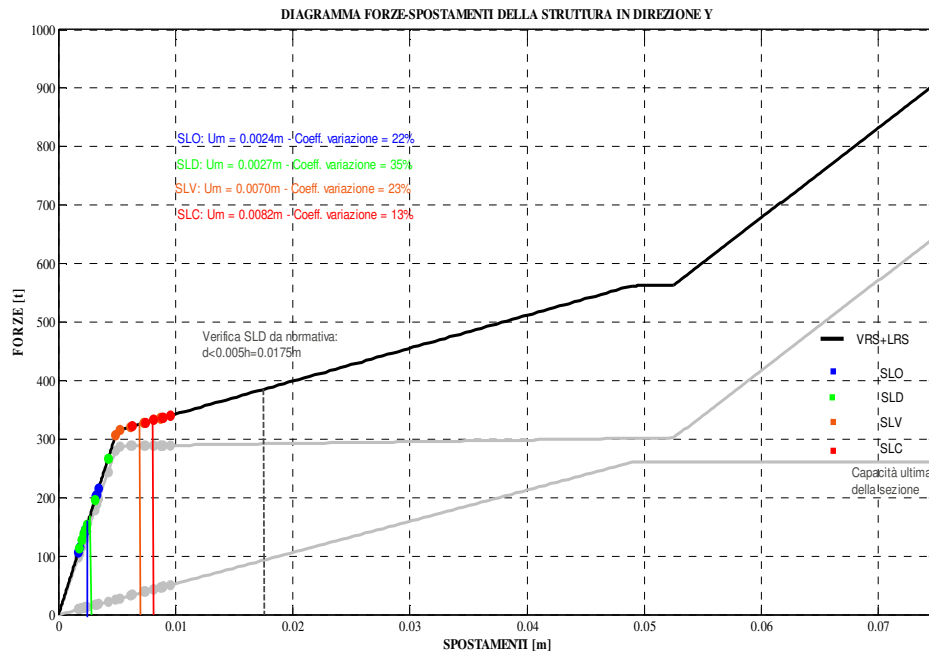


Figura 4.16 – Verifica della struttura in direzione y sulla Mappa dei comportamenti nel diagramma Forze-Spostamenti.

Dalla Figura 4.16 è facile osservare che i *punti di verifica* si sovrappongono perfettamente alla curva di progetto della struttura.

I punti blu rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*”; i punti verdi rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Occasionale*”; i punti arancioni rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Raro*”; i punti rossi rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Molto Raro*”.

Le linee verticali degli stessi colori mostrano i punti medi di ciascun livello di intensità sismica considerato.

Quando la struttura viene sollecitata da dei sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*” (punti blu) è in grado di soddisfare il

“livello prestazionale” di “Fully Operational” in quanto si trova pienamente in campo elastico lineare. Infatti, tutti i punti in blu sono disposti lungo il primo tratto della curva e il valore medio 0.0024m, calcolato per gli spostamenti subiti dalla struttura soggetta ad un “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Frequente”, si dispone dello spostamento di snervamento della struttura, $\delta_y = 0.005\text{m}$.

Nel caso di sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Occasionale” la struttura continua a mantenersi in campo elastico-lineare, in quanto i punti verdi si dispongono ancora lungo tutto il primo tratto della curva. Infatti, il valore medio 0.0027m, calcolato per gli spostamenti subiti dalla struttura soggetta ad un “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Occasionale”, è molto vicino al valore medio nel caso del “Terremoto Frequente” e, quindi, molto più piccolo dello spostamento di snervamento della struttura, δ_y , imposto a 0.005m.

Invece, nel caso di sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Raro”, la struttura inizia a plasticizzarsi, ma è in grado di soddisfare il “livello prestazionale” di “Life-Safe”. Infatti, lo spostamento medio, 0.0070m, è molto più piccolo dello spostamento limite per il “livello prestazionale” di “Life-Safe”, 0.0525m.

Infine, nel caso di sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Molto Raro” lo spostamento medio, pari a 0.0082m, è un valore di gran lunga inferiore al limite di 0.0525m, perciò il “livello prestazionale” di “Life-Safe” continua ad essere pienamente soddisfatto anche nel caso di “Terremoto Molto Raro”.

Nella Figura 4.16 vengono riportate in grigio anche le due curve che descrivono, rispettivamente, il comportamento del sistema di pilastri (*Vertical Resisting System, VRS*), cioè del sistema progettato per resistere ai carichi verticali che, con la propria rigidità laterale contribuisce a resistere anche i carichi orizzontali, e il comportamento del sistema resistente ai carichi orizzontali (*Lateral Resisting System, LRS*) costituito dai *dispositivi isteretici a forma di “stella”*.

Sia per il VRS che per l’LRS, plottando i rispettivi *punti di verifica* precedentemente definiti, si può notare la loro precisa sovrapposizione con le curve che descrivono i due sistemi

Questa è un’ulteriore verifica di quanto già ripetuto in precedenza: la curva di progetto della struttura nasce dalla somma della curva individuata per il sistema di pilastri e della

curva individuata per il sistema resistente alle azioni orizzontali costituito dai *dispositivi isteretici a forma di “stella”* disposti tra il piano terra e il primo piano.

Come riportato anche nel case study descritto al capitolo 3, anche in questo caso è possibile proporre un confronto tra i valori di spostamento registrati sulla struttura in direzione y e i valori limite riportati nella normativa.

È possibile notare che lo spostamento limite da normativa allo *Stato Limite di Danno* è di gran lunga superiore allo spostamento medio registrato in corrispondenza di tutti e quattro i *“livelli di intensità sismica”* considerati.

In più, tenendo conto del fatto che lo spostamento ultimo calcolato per la sezione del pilastro in direzione debole è circa 0.10m, lo spostamento medio che si ha per il *“livello di intensità sismica”* definito *“Terremoto Molto Raro”*, pari a 0.0082m, è sicuramente molto più piccolo, quindi la verifica è ampiamente soddisfatta.

In conclusione, l'utilizzo di 24 *dispositivi isteretici* con 10 stelle continua ad essere più che sufficiente a garantire il rispetto degli *obiettivi prestazionali* imposti inizialmente sulla struttura, in relazione al determinato sito a *bassa sismicità* considerato.

Confrontando i due modelli di telaio piano, quello per la direzione x e quello per la direzione y, si nota che si impiegano lo stesso numero di pilastri e lo stesso numero di *dispositivi isteretici*. Si evidenzia, però, il fatto che aumenta la rigidezza alla traslazione orizzontale del sistema dei pilastri.

Sostanzialmente, quindi, gli spostamenti medi che si ottengono per ciascun *“livello di intensità sismica”* considerato sulla struttura sono molto simili, in quanto il numero di *dispositivi isteretici* impiegato è sempre lo stesso in entrambe le direzioni. È possibile, però, evidenziare un lieve abbassamento degli spostamenti nel caso del modello piano della struttura in direzione y. Questo è dovuto al fatto che, in questo caso, pur avendo sempre lo stesso numero di pilastri, cambia la disposizione della loro sezione, secondo la propria direzione forte.

4.2.5. LRS COSTITUITO DA 24 DISPOSITIVI ISTERETICI CON 30 STELLE

Sia in direzione x , che in direzione y si impiegano 24 *dispositivi isteretici* con 30 stelle che vengono disposti tra piano terra e primo piano della struttura presa in esame.

Il legame costitutivo del singolo *dispositivo isteretico* è già stato descritto al paragrafo 4.1.5. In più, sono già state definite le caratteristiche fondamentali dello specifico sistema resistente alle azioni orizzontali ed è stata già descritta la loro disposizione all'interno dell'edificio in entrambe le direzioni (cfr. § 4.1.5.1.- § 4.1.5.2.).

4.2.6. ANALISI E VERIFICA DELLA STRUTTURA

La struttura considerata è sempre la stessa descritta nel capitolo 3 e i modelli del telaio piano in direzione x e in direzione y si ottengono allo stesso modo.

4.2.6.1. MODELLO IN DIREZIONE X

Per quanto riguarda le modalità con cui si realizza il modello piano in direzione x , si rimanda al capitolo 3 (cfr. § 3.5.1), Le modellazioni degli elementi resistenti alle azioni orizzontali, attraverso degli NL-Link definiti Multilinear Plastic di tipo Kinematic, e dei pilastri, attraverso la definizione di cerniere plastiche è sempre la stessa.

I parametri con cui è stato schematizzato il diagramma Forze-Spostamenti dei quattro elementi resistenti alle azioni orizzontali sono riportati in Tabella 4.85.

Tabella 4.85: Parametri con cui è stato schematizzato il diagramma Forze-Spostamenti dei quattro elementi resistenti alle azioni orizzontali.

PARAMETRI: 4 LRCs	
rigidezza iniziale, K_1 [t/m]	28800
spostamento di snervamento, δ_y [m]	0.005
forza di snervamento, F_y [t]	144
spostamento, δ_h [m]	0.0525
forza, F_h [t]	151.2
spostamento ultimo [m]	0.075
forza ultima [t]	324

4.2.6.2. ANALISI DINAMICHE NON LINEARI DI TIPO TIME-HISTORY IN DIREZIONE X

Si procede con la verifica della struttura in direzione x tramite delle analisi dinamiche non lineari di tipo *time-history*.

Il telaio piano verrà sollecitato con accelerogrammi spettro-compatibili al “*livello di intensità sismica*” che verrà di volta in volta preso in esame. Dal momento che il sito considerato è la città di Milano, gli accelerogrammi che si utilizzano sono quelli ricavati con il software *REXEL v 3.1 beta*, secondo quanto già detto al paragrafo 4.2.2.2.

Le analisi *time-history* vengono condotte mantenendo separati i risultati che si ottengono per il sistema di 24 *dispositivi isteretici* con 30 stelle ciascuno e quelli che si ottengono sul sistema di pilastri; solo successivamente vengono sommati, in modo tale da ottenere i risultati della struttura. Infatti, la curva di progetto della struttura è data dalla somma della curva ottenuta per il sistema di pilastri e da quella ottenuta per il sistema di *dispositivi isteretici*. I *punti di verifica* per la struttura devono cadere sulla propria curva e devono soddisfare gli *obiettivi prestazionali* imposti.

Relativamente ai risultati che si ottengono dalle analisi *time-history* effettuate separatamente sul sistema di *dispositivi isteretici* e sul sistema di pilastri, si segue quanto descritto nei case studies precedenti: si considerano, perciò, sempre i massimi spostamenti in valore assoluto e le massime forze in valore assoluto per ciascun “*livello di intensità sismica*” imposto, secondo dei criteri analoghi (cfr. § 4.1.3.2.1. - § 4.1.3.2.2.).

4.2.6.2.1. Risultati delle analisi time-history dell’edificio con dispositivi isteretici con 30 stelle

4.2.6.2.1.1. Spostamento massimo del primo piano

Lo spostamento massimo considerato è lo stesso che si ottiene sia per il sistema di dispositivi isteretici, sia per il sistema di pilastri. Viene, quindi, preso tale spostamento per ciascun “*livello di intensità sismica*” considerato.

Per chiarezza, nelle Tabelle 4.86-4.89, si riportano i valori medi degli spostamenti massimi e minimi, registrati in ognuno dei sette nodi del primo piano, per ciascun sisma appartenente a ciascun “*livello di intensità sismica*” considerato, e il corrispondente

massimo in valore assoluto. Nell'ultima riga di ogni tabella si valuta il valore medio degli spostamenti massimi dell'edificio generati da ogni sisma.

Tabella 4.86: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Frequente*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Max	0.000903	
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Min	-0.000666	0.000903
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Max	0.000870	
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Min	-0.000970	0.000970
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Max	0.000689	
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Min	-0.000754	0.000754
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Max	0.000844	
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Min	-0.000886	0.000886
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Max	0.001065	
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Min	-0.001265	0.001265
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Max	0.000808	
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Min	-0.000882	0.000882
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Max	0.000760	
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Min	-0.000779	0.000779
spostamento medio [m]				0.000920

Tabella 4.87: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Occasionale*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Max	0.001317	
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Min	-0.001299	0.001317
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Max	0.001312	
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Min	-0.001649	0.001649
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Max	0.001692	
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Min	-0.001681	0.001692
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Max	0.000576	
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Min	-0.000719	0.000719
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Max	0.000487	
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Min	-0.000575	0.000575
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Max	0.001122	
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Min	-0.001253	0.001253
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Max	0.001510	
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Min	-0.001543	0.001543
spostamento medio [m]				0.001250

Tabella 4.88: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Raro*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase	CaseType	StepType	U1	massimo spostamento
Text	Text	Text	m	in valore assoluto
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Max	0.002744	
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Min	-0.002633	0.002744
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Max	0.001696	
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Min	-0.001553	0.001696
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Max	0.001830	
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Min	-0.002198	0.002198
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Max	0.002351	
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Min	-0.003211	0.003211
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Max	0.003354	
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Min	-0.003287	0.003354
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Max	0.002120	
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Min	-0.002209	0.002209
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Max	0.002501	
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Min	-0.002686	0.002686
spostamento medio [m]				0.002585

Tabella 4.89: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Molto Raro*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase	CaseType	StepType	U1	massimo spostamento
Text	Text	Text	m	in valore assoluto
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Max	0.002577	
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Min	-0.002691	0.002691
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Max	0.002595	
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Min	-0.002704	0.002704
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Max	0.003061	
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Min	-0.003287	0.003287
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Max	0.004631	
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Min	-0.004614	0.004631
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Max	0.003642	
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Min	-0.003530	0.003642
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Max	0.002619	
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Min	-0.002147	0.002619
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Max	0.002706	
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Min	-0.003373	0.003373
spostamento medio [m]				0.003278

4.2.6.2.1.2. Taglio complessivo alla base

Il valore di taglio complessivo alla base è dato dalla somma della forza totale registrata per il sistema di dispositivi e della forza totale del sistema di pilastri, che si ottengono, rispettivamente, come è stato sopra descritto. In realtà, questo valore è quello che si ottiene se si considera il taglio complessivo massimo in valore assoluto alla base della struttura dovuto a ciascuno dei sette accelerogrammi spettro–compatibili con il “*livello di intensità sismica*” considerato di volta in volta.

Di seguito (tab. 4.90-4.93) si riportano i tagli complessivi massimo e minimo alla base della struttura, dovuti a ciascuno dei sette accelerogrammi spettro–compatibili con ciascun “*livello di intensità sismica*” considerato, e il corrispondente massimo in valore assoluto. Nell’ultima riga di ogni tabella si valuta il valore medio dei tagli massimi dell’edificio generati da ogni sisma.

Tabella 4.90: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Max	115.6665	156.8323
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Min	-156.8323	
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Max	168.4611	168.4611
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Min	-151.0533	
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Max	130.9137	130.9137
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Min	-119.6767	
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Max	153.8424	153.8424
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Min	-146.6409	
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Max	219.7641	219.7641
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Min	-185.0094	
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Max	153.2161	153.2161
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Min	-140.3371	
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Max	135.286	135.2860
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Min	-131.9852	
taglio medio [t]				159.7594

Tabella 4.91: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Occasionale*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Max	225.6246	
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Min	-228.8005	228.8005
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Max	286.4622	
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Min	-227.8438	286.4622
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Max	291.9913	
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Min	-293.8838	293.8838
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Max	124.8726	
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Min	-100.1437	124.8726
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Max	99.8844	
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Min	-84.6479	99.8844
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Max	217.6431	
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Min	-194.862	217.6431
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Max	268.044	
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Min	-262.436	268.0440
taglio medio [t]				217.0844

Tabella 4.92: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Raro*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Max	457.4854	
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Min	-476.7681	476.7681
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Max	269.7691	
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Min	-294.635	294.6350
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Max	381.8789	
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Min	-317.9316	381.8789
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Max	557.829	
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Min	-408.3591	557.8290
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Max	570.9532	
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Min	-582.7209	582.7209
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Max	383.8101	
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Min	-368.3602	383.8101
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Max	466.6421	
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Min	-434.5385	466.6421
taglio medio [t]				449.1834

Tabella 4.93: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Molto Raro”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Max	467.3972	467.3972
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Min	-447.7521	
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Max	469.7378	469.7378
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Min	-450.8288	
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Max	571.0226	571.0226
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Min	-531.7380	
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Max	801.5324	804.5345
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Min	-804.5345	
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Max	613.2457	632.6699
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Min	-632.6699	
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Max	373.0922	455.0575
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Min	-455.0575	
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Max	585.9734	585.9734
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Min	-470.0973	
taglio medio [t]				569.4847

4.2.6.2.1.3. Punti di verifica sulla Mappa dei Comportamenti della struttura nel diagramma Forze-Spostamenti

Nei paragrafi precedenti (cfr. § 4.2.6.2.1.1. – 4.2.6.2.1.4.) sono stati determinati dei “*punti di verifica*” per la struttura. Essi sono individuati dal massimo spostamento in valore assoluto del primo piano in funzione del taglio complessivo massimo in valore assoluto alla base, per ogni sisma con cui è stato sollecitato l’edificio per ciascuno dei “*livelli di intensità sismica*” considerati. Tali *punti di verifica* coincidono con la somma, a parità di spostamento, dei *punti di verifica* ottenuti per il sistema di dispositivi e per il sistema di pilastri.

Si decide di plottare questi punti (*punti di verifica*) sulla *Mappa dei Comportamenti* della struttura nel diagramma Forze–Spostamenti per verificare che intercettino la curva di progetto della struttura al fine di soddisfare degli “*obiettivi prestazionali*”, per il particolare sito considerato.

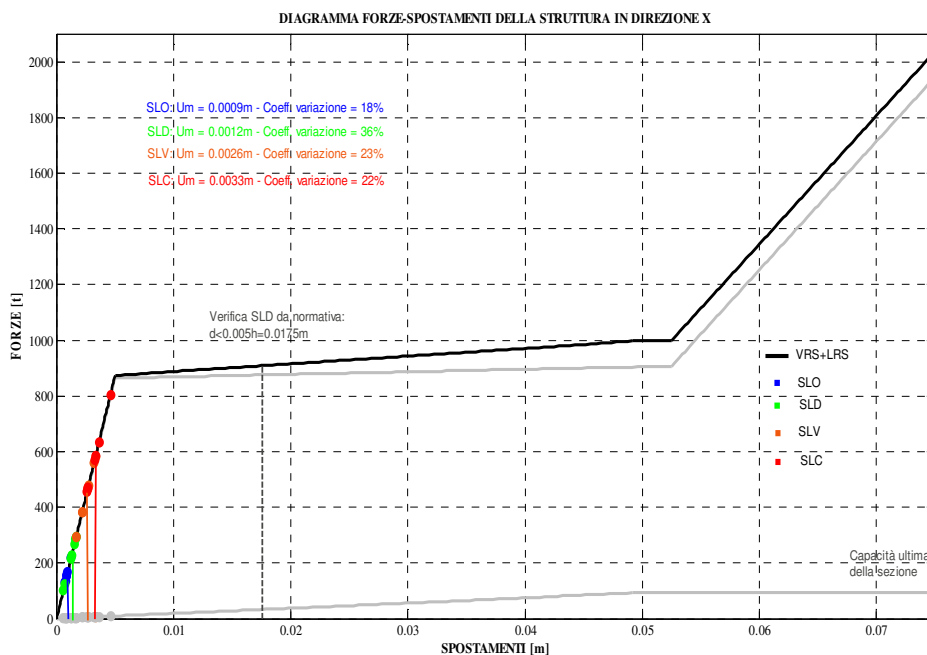


Figura 4.17 – Verifica della struttura in direzione x sulla Mappa dei comportamenti nel diagramma Forze-Spostamenti.

Dalla Figura 4.17 è facile osservare che i punti di verifica si sovrappongono perfettamente alla curva di progetto della struttura.

I punti blu rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Frequente*”; i punti verdi rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Occasionale*”; i punti arancioni rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Raro*”; i punti rossi rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Molto Raro*”.

Le linee verticali degli stessi colori mostrano i punti medi di ciascun livello di intensità sismica considerato.

Quando la struttura viene sollecitata da dei sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Frequente*” (punti blu) è perfettamente in grado di soddisfare il “livello prestazionale” di “*Fully Operational*” in quanto si trova pienamente in campo elastico lineare. Infatti, tutti i punti in blu sono disposti lungo il primo tratto della curva e il valore medio, 0.0009m, calcolato per gli spostamenti subiti dalla struttura

soggetta ad un “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*”, si dispone molto prima dello spostamento di snervamento della struttura, $\delta_y = 0.005\text{m}$.

Nel caso di sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Occasionale*” la struttura continua a mantenersi in campo elastico-lineare, in quanto i punti verdi si dispongono ancora lungo tutto il primo tratto della curva. Infatti, il valore medio 0.0012m , calcolato per gli spostamenti subiti dalla struttura soggetta ad un “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Occasionale*”, è molto vicino al valore medio nel caso del “*Terremoto Frequente*” e, quindi, molto più piccolo dello spostamento di snervamento della struttura, δ_y , imposto a 0.005m .

Anche nel caso di sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Raro*”, la struttura continua ancora a mantenersi in campo elastico lineare ed è, quindi, sicuramente in grado di soddisfare il “*livello prestazionale*” di “*Life-Safe*” . Infatti, lo spostamento medio, 0.0026m , è più piccolo dello spostamento di snervamento della struttura, 0.005m , e, a maggior ragione, inferiore allo spostamento limite per il “*livello prestazionale*” di “*Life-Safe*”, 0.0525m .

Infine, è interessante notare che perfino nel caso di sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Molto Raro*” gli spostamenti registrati sulla struttura si mantengono ancora, abbondantemente, in campo elastico lineare. Infatti, il valore medio degli spostamenti, in questo caso, è pari a 0.0033m . In più, è un valore di gran lunga inferiore al limite di 0.0525m , perciò il “*livello prestazionale*” di “*Life-Safe*” continua ad essere pienamente soddisfatto anche nel caso di “*Terremoto Molto Raro*”.

Nella Figura 4.17 vengono riportate in grigio anche le due curve che descrivono, rispettivamente, il comportamento del sistema di pilastri (*Vertical Resisting System, VRS*), cioè del sistema progettato per resistere ai carichi verticali che, con la propria rigidità laterale contribuisce a resistere anche i carichi orizzontali, e il comportamento del sistema resistente ai carichi orizzontali (*Lateral Resisting System, LRS*) costituito dai *dispositivi isteretici a forma di “stella”*.

Sia per il VRS che per l’LRS, plottando i rispettivi *punti di verifica* precedentemente definiti, si può notare la loro precisa sovrapposizione con le curve che descrivono i due sistemi

Questa è un’ulteriore verifica di quanto già ripetuto in precedenza: la curva di progetto della struttura nasce dalla somma della curva individuata per il sistema di pilastri e della

curva individuata per il sistema resistente alle azioni orizzontali costituito dai *dispositivi isteretici a forma di “stella”* disposti tra il piano terra e il primo piano.

Come riportato anche nel case study descritto al capitolo 3, anche in questo caso è possibile proporre un confronto tra i valori di spostamento registrati sulla struttura in direzione x e i valori limite riportati nella normativa.

È possibile notare che lo spostamento limite da normativa allo *Stato Limite di Danno* è di gran lunga superiore allo spostamento medio registrato in corrispondenza di tutti e quattro i *“livelli di intensità sismica”* considerati.

In più, tenendo conto del fatto che lo spostamento ultimo calcolato per la sezione del pilastro in direzione debole è circa 0.10m, lo spostamento medio che si ha per il *“livello di intensità sismica”* definito *“Terremoto Molto Raro”*, pari a 0.0033m, è sicuramente molto più piccolo, quindi la verifica è ampiamente soddisfatta.

In conclusione, l'utilizzo di 24 *dispositivi isteretici* con 30 stelle è estremamente sufficiente a garantire il rispetto degli *obiettivi prestazionali* imposti inizialmente sulla struttura, in relazione al determinato sito a *bassa sismicità* preso in esame. Si può considerare esagerato disporre dei *dispositivi isteretici* realizzati con un così elevato numero di stelle. Infatti, come si è visto, gli *obiettivi prestazionali* continuano ad essere soddisfatti anche riducendo il numero di stelle.

4.2.6.3. MODELLO IN DIREZIONE Y

Per quanto riguarda le modalità con cui si realizza il modello piano in direzione y, si rimanda al capitolo 3 (cfr. § 3.5.4), Le modellazioni degli elementi resistenti alle azioni orizzontali, attraverso degli NL-Link definiti Multilinear Plastic di tipo Kinematic, e dei pilastri, attraverso la definizione di cerniere plastiche è sempre la stessa.

I parametri con cui è stato schematizzato il diagramma Forze-Spostamenti degli otto elementi resistenti alle azioni orizzontali sono riportati in Tabella 4.94.

Tabella 4.94: Parametri con cui è stato schematizzato il diagramma Forze-Spostamenti degli otto elementi resistenti alle azioni orizzontali.

PARAMETRI: 8 LRCs	
rigidezza iniziale, K_1 [t/m]	57600
spostamento di snervamento, δ_y [m]	0.005
forza di snervamento, F_y [t]	288
spostamento, δ_h [m]	0.0525
forza, F_h [t]	302.4
spostamento ultimo [m]	0.075
forza ultima [t]	648

4.2.6.4. ANALISI DINAMICHE NON LINEARI DI TIPO TIME-HISTORY IN DIREZIONE Y

Si procede con la verifica della struttura in direzione x tramite delle analisi dinamiche non lineari di tipo *time-history*.

Il telaio piano verrà sollecitato con accelerogrammi spettro-compatibili al “*livello di intensità sismica*” che verrà di volta in volta preso in esame. Dal momento che il sito considerato è la città di Milano, gli accelerogrammi che si utilizzano sono quelli ricavati con il software *REXEL v 3.1 beta*, secondo quanto già detto al paragrafo 4.2.2.2.

Le analisi *time-history* vengono condotte mantenendo separati i risultati che si ottengono per il sistema di 24 *dispositivi isteretici* con 30 stelle ciascuno e quelli che si ottengono sul sistema di pilastri; solo successivamente vengono sommati, in modo tale da ottenere i risultati della struttura. Infatti, la curva di progetto della struttura è data dalla somma della curva ottenuta per il sistema di pilastri e da quella ottenuta per il sistema di *dispositivi isteretici*. I *punti di verifica* per la struttura devono cadere sulla propria curva e devono soddisfare gli *obiettivi prestazionali* imposti.

Relativamente ai risultati che si ottengono dalle analisi *time-history* effettuate separatamente sul sistema di *dispositivi isteretici* e sul sistema di pilastri, si segue quanto descritto nei case studies precedenti: si considerano, perciò, sempre i massimi spostamenti

in valore assoluto e le massime forze in valore assoluto per ciascun “livello di intensità sismica” imposto, secondo dei criteri analoghi (cfr. § 4.1.3.2.1. - § 4.1.3.2.2.).

4.2.6.4.1. Risultati delle analisi time-history dell'edificio con dispositivi isteretici con 20 stelle

4.2.6.4.1.1. Spostamento massimo del primo piano

Lo spostamento massimo considerato è lo stesso che si ottiene sia per il sistema di *dispositivi isteretici*, sia per il sistema di pilastri. Viene, quindi, preso tale spostamento per ciascun “livello di intensità sismica” considerato.

Per chiarezza, nelle Tabelle 4.95-4.98, si riportano i valori medi degli spostamenti massimi e minimi, registrati in ognuno dei sette nodi del primo piano, per ciascun sisma appartenente a ciascun “livello di intensità sismica” considerato, e il corrispondente massimo in valore assoluto. Nell'ultima riga di ogni tabella si valuta il valore medio degli spostamenti massimi dell'edificio generati da ogni sisma.

Tabella 4.95: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Frequente*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Max	0.000863	
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Min	-0.000677	0.000863
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Max	0.000900	
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Min	-0.000976	0.000976
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Max	0.000666	
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Min	-0.000760	0.000760
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Max	0.000838	
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Min	-0.000899	0.000899
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Max	0.001080	
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Min	-0.001227	0.001227
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Max	0.000750	
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Min	-0.000847	0.000847
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Max	0.000712	
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Min	-0.000718	0.000718
spostamento medio [m]				0.000899

Tabella 4.96: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Occasionale*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Max	0.001323	
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Min	-0.001290	0.001323
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Max	0.001279	
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Min	-0.001597	0.001597
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Max	0.001661	
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Min	-0.001685	0.001685
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Max	0.000604	
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Min	-0.000732	0.000732
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Max	0.000469	
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Min	-0.000571	0.000571
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Max	0.001138	
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Min	-0.001250	0.001250
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Max	0.001351	
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Min	-0.001414	0.001414
spostamento medio [m]				0.001225

Tabella 4.97: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Raro*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Max	0.002903	
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Min	-0.002601	0.002903
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Max	0.001703	
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Min	-0.001513	0.001703
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Max	0.001757	
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Min	-0.002197	0.002197
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Max	0.002298	
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Min	-0.003121	0.003121
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Max	0.003245	
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Min	-0.003209	0.003245
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Max	0.002106	
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Min	-0.002167	0.002167
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Max	0.002470	
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Min	-0.002693	0.002693
spostamento medio [m]				0.002576

Tabella 4.98: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Molto Raro*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Max	0.002358	
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Min	-0.002505	0.002505
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Max	0.002577	
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Min	-0.002652	0.002652
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Max	0.003022	
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Min	-0.003295	0.003295
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Max	0.004443	
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Min	-0.004501	0.004501
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Max	0.003410	
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Min	-0.003322	0.003410
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Max	0.002513	
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Min	-0.002272	0.002513
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Max	0.002745	
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Min	-0.003255	0.003255
spostamento medio [m]				0.003162

4.2.6.4.1.2. Taglio complessivo alla base

Il valore di taglio complessivo alla base è dato dalla somma della forza totale registrata per il sistema di dispositivi e della forza totale del sistema di pilastri, che si ottengono, rispettivamente, come è stato sopra descritto. In realtà, questo valore è quello che si ottiene se si considera il taglio complessivo massimo in valore assoluto alla base della struttura dovuto a ciascuno dei sette accelerogrammi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” considerato di volta in volta.

Di seguito (tab. 4.99-4.102) si riportano i tagli complessivi massimo e minimo alla base della struttura, dovuti a ciascuno dei sette accelerogrammi spettro–compatibili con ciascun “livello di intensità sismica” considerato, e il corrispondente massimo in valore assoluto. Nell’ultima riga di ogni tabella si valuta il valore medio dei tagli massimi dell’edificio generati da ogni sisma.

Tabella 4.99: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Frequente*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Max	120.6790	
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Min	-153.6494	153.6494
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Max	173.9044	
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Min	-160.2567	173.9044
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Max	135.4664	
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Min	-118.6252	135.4664
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Max	160.1726	
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Min	-149.2921	160.1726
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Max	218.5711	
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Min	-192.3223	218.5711
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Max	150.8150	
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Min	-133.5972	150.8150
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Max	127.8586	
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Min	-126.7526	127.8586
taglio medio [t]				160.0625

Tabella 4.100: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Occasionale*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Max	229.7229	
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Min	-235.6611	235.6611
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Max	284.4835	
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Min	-227.8570	284.4835
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Max	300.0746	
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Min	-295.8955	300.0746
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Max	130.4386	
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Min	-107.5082	130.4386
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Max	101.7894	
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Min	-83.4814	101.7894
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Max	222.6794	
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Min	-202.7771	222.6794
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Max	251.8728	
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Min	-240.5821	251.8728
taglio medio [t]				218.1428

Tabella 4.101: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Raro*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Max	463.2606	517.1055
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Min	-517.1055	
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Max	269.4441	303.4327
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Min	-303.4327	
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Max	391.3548	391.3548
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Min	-312.9630	
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Max	555.9863	555.9863
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Min	-409.4325	
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Max	571.6455	578.0115
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Min	-578.0115	
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Max	385.9895	385.9895
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Min	-375.0716	
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Max	479.6768	479.6768
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Min	-439.9757	
taglio medio [t]				458.7939

Tabella 4.102: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Molto Raro*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Max	446.2890	446.2890
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Min	-420.0403	
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Max	472.4051	472.4051
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Min	-459.0429	
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Max	586.973	586.9730
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Min	-538.3913	
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Max	801.6993	801.6993
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Min	-791.5261	
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Max	591.8067	607.4436
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Min	-607.4436	
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Max	404.6844	447.6532
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Min	-447.6532	
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Max	579.7953	579.7953
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Min	-488.9685	
taglio medio [t]				563.1798

4.2.6.4.1.3. Punti di verifica sulla Mappa dei Comportamenti della struttura nel diagramma Forze-Spostamenti

Nei paragrafi precedenti (cfr. § 4.2.6.4.1.1. – 4.2.6.4.1.2.) sono stati determinati dei “*punti di verifica*” per la struttura. Essi sono individuati dal massimo spostamento in valore assoluto del primo piano in funzione del taglio complessivo massimo in valore assoluto alla base, per ogni sisma con cui è stato sollecitato l’edificio per ciascuno dei “*livelli di intensità sismica*” considerati. Tali *punti di verifica* coincidono con la somma, a parità di

spostamento, dei *punti di verifica* ottenuti per il sistema di dispositivi e per il sistema di pilastri.

Si decide di plottare questi punti (*punti di verifica*) sulla *Mapa dei Comportamenti* della struttura nel diagramma Forze–Spostamenti per verificare che intercettino la curva di progetto della struttura determinata al fine di soddisfare degli “*obiettivi prestazionali*”, per il particolare sito considerato.

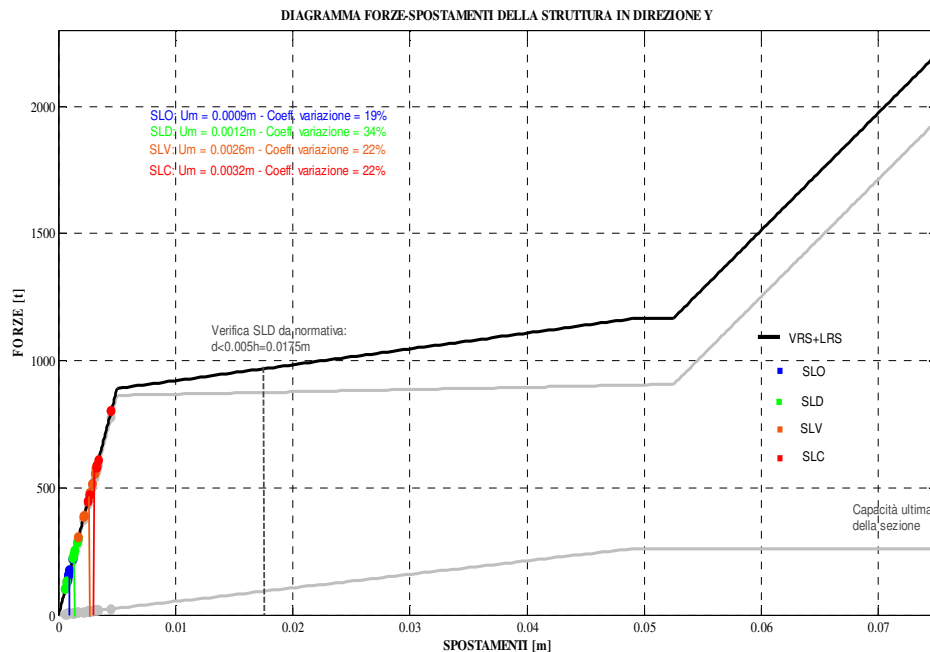


Figura 4.18 – Verifica della struttura in direzione y sulla Mapa dei comportamenti nel diagramma Forze-Spostamenti.

Dalla Figura 4.18 è facile osservare che i *punti di verifica* si sovrappongono perfettamente alla curva di progetto della struttura.

I punti blu rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*”; i punti verdi rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Occasionale*”; i punti arancioni rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Raro*”; i punti rossi rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Molto Raro*”.

Le linee verticali degli stessi colori mostrano i punti medi di ciascun livello di intensità sismica considerato.

Quando la struttura viene sollecitata da dei sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*” (punti blu) è perfettamente in grado di soddisfare il “*livello prestazionale*” di “*Fully Operational*” in quanto si trova pienamente in campo elastico lineare. Infatti, tutti i punti in blu sono disposti lungo il primo tratto della curva e il valore medio, 0.0009m, calcolato per gli spostamenti subiti dalla struttura soggetta ad un “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*”, si dispone molto prima dello spostamento di snervamento della struttura, $\delta_y = 0.005\text{m}$.

Nel caso di sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Occasionale*” la struttura continua a mantenersi in campo elastico-lineare, in quanto i punti verdi si dispongono ancora lungo tutto il primo tratto della curva. Infatti, il valore medio 0.0012m, calcolato per gli spostamenti subiti dalla struttura soggetta ad un “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Occasionale*”, è molto vicino al valore medio nel caso del “*Terremoto Frequente*” e, quindi, molto più piccolo dello spostamento di snervamento della struttura, δ_y , imposto a 0.005m.

Anche nel caso di sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Raro*”, la struttura continua ancora a mantenersi in campo elastico lineare ed è, quindi, sicuramente in grado di soddisfare il “*livello prestazionale*” di “*Life-Safe*” . Infatti, lo spostamento medio, 0.0026m, è più piccolo dello spostamento di snervamento della struttura, 0.005m, e, a maggior ragione, inferiore allo spostamento limite per il “*livello prestazionale*” di “*Life-Safe*”, 0.0525m.

Infine, è interessante notare che perfino nel caso di sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Molto Raro*” gli spostamenti registrati sulla struttura si mantengono ancora, abbondantemente, in campo elastico lineare. Infatti, il valore medio degli spostamenti, in questo caso, è pari a 0.0032m. In più, è un valore di gran lunga inferiore al limite di 0.0525m, perciò il “*livello prestazionale*” di “*Life-Safe*” continua ad essere pienamente soddisfatto anche nel caso di “*Terremoto Molto Raro*”.

Nella Figura 4.18 vengono riportate in grigio anche le due curve che descrivono, rispettivamente, il comportamento del sistema di pilastri (*Vertical Resisting System, VRS*), cioè del sistema progettato per resistere ai carichi verticali che, con la propria rigidità laterale contribuisce a resistere anche i carichi orizzontali, e il comportamento del sistema resistente ai carichi orizzontali (*Lateral Resisting System, LRS*) costituito dai *dispositivi isteretici a forma di “stella”*.

Sia per il VRS che per l'LRS, plottando i rispettivi *punti di verifica* precedentemente definiti, si può notare la loro precisa sovrapposizione con le curve che descrivono i due sistemi

Questa è un'ulteriore verifica di quanto già ripetuto in precedenza: la curva di progetto della struttura nasce dalla somma della curva individuata per il sistema di pilastri e della curva individuata per il sistema resistente alle azioni orizzontali costituito dai *dispositivi isteretici a forma di "stella"* disposti tra il piano terra e il primo piano.

Come riportato anche nel case study descritto al capitolo 3, anche in questo caso è possibile proporre un confronto tra i valori di spostamento registrati sulla struttura in direzione y e i valori limite riportati nella normativa.

È possibile notare che lo spostamento limite da normativa allo *Stato Limite di Danno* è di gran lunga superiore allo spostamento medio registrato in corrispondenza di tutti e quattro i *"livelli di intensità sismica"* considerati.

In più, tenendo conto del fatto che lo spostamento ultimo calcolato per la sezione del pilastro in direzione debole è circa 0.10m, lo spostamento medio che si ha per il *"livello di intensità sismica"* definito *"Terremoto Molto Raro"*, pari a 0.0033m, è sicuramente molto più piccolo, quindi la verifica è ampiamente soddisfatta.

In conclusione, l'utilizzo di 24 *dispositivi isteretici* con 30 stelle è estremamente sufficiente a garantire il rispetto degli *obiettivi prestazionali* imposti inizialmente sulla struttura, in relazione al determinato sito a *bassa sismicità* preso in esame. Si può considerare esagerato disporre dei *dispositivi isteretici* realizzati con un così elevato numero di stelle. Infatti, come si è visto, gli *obiettivi prestazionali* continuano ad essere soddisfatti anche riducendo il numero di stelle.

Confrontando i due modelli di telaio piano, quello per la direzione x e quello per la direzione y, si nota che si impiegano lo stesso numero di pilastri e lo stesso numero di *dispositivi isteretici*. Si evidenzia, però, il fatto che aumenta la rigidità alla traslazione orizzontale del sistema dei pilastri.

Sostanzialmente, quindi, gli spostamenti medi che si ottengono per ciascun *"livello di intensità sismica"* considerato sulla struttura sono molto simili, in quanto il numero di *dispositivi isteretici* impiegato è sempre lo stesso in entrambe le direzioni. È possibile, però, evidenziare un lieve abbassamento degli spostamenti nel caso del modello piano

della struttura in direzione y . Questo è dovuto al fatto che, in questo caso, pur avendo sempre lo stesso numero di pilastri, cambia la disposizione della loro sezione, secondo la propria direzione forte.

4.3. EDIFICIO IN ACCIAIO A 5 PIANI: ALTA SISMICITA'

L'edificio che si considera è lo stesso del capitolo precedente, perciò per la relazione di calcolo della struttura si rimanda al capitolo 3 (cfr. § 3.1.). Anche il sistema resistente alle azioni verticali, costituito da travi e pilastri è analogo al caso precedente (cfr. § 3.4.1.), così come il contributo fornito dai pilastri, sia in direzione x (cfr. § 3.4.2.1), che in direzione y (cfr. § 3.4.3.1).

L'edificio così descritto, in questo caso, viene collocato nella città di Reggio Calabria, definita zona ad *alta sismicità*, quindi, rispetto ai case studies precedenti, variano le azioni sismiche di riferimento. Infatti, di seguito vengono riportate le Tabelle 4.103-4.106 in cui sono descritti i parametri fondamentali per ciascun stato limite considerato secondo il *D.M.08*, relativamente alla città di Reggio Calabria:

Tabella 4.103: STATO LIMITE DI OPERATIVITA'

Probabilità di superamento:	SLO: $P_{VR} = 81\%$
Periodo di ritorno:	$T_R = -\frac{50}{\ln(1-0.81)} = 30\text{anni}$
Parametri spettrali:	$a_g = 0.0673g$
	$F_o = 2.30$
	$T_c^* = 0.28s$
Coeff. di amplificazione stratigrafica:	$S_S = 1.70 - 0.60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} = 1.61 \leq 1.50$
Coeff. di amplificazione topografica:	$S_T = 1$
Accelerazione massima del terreno:	$PGA = S \cdot a_g = 1.50 \cdot 0.0673g = 0.10g$

Tabella 4.104: STATO LIMITE DI DANNO

Probabilità di superamento:	SLD: $P_{VR} = 63\%$
Periodo di ritorno:	$T_R = -\frac{50}{\ln(1-0.63)} = 50\text{anni}$
Parametri spettrali:	$a_g = 0.0903g$
	$F_o = 2.28$
	$Tc^* = 0.29s$
Coeff. di amplificazione stratigrafica:	$S_S = 1.70 - 0.60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} = 1.58 \leq 1.50$
Coeff. di amplificazione topografica:	$S_T = 1$
Accelerazione massima del terreno:	$PGA = S \cdot a_g = 1.50 \cdot 0.0903g = 0.14g$

Tabella 4.105: STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

Probabilità di superamento:	SLV: $P_{VR} = 10\%$
Periodo di ritorno:	$T_R = -\frac{50}{\ln(1-0.10)} = 475\text{anni}$
Parametri spettrali:	$a_g = 0.2707g$
	$F_o = 2.42$
	$Tc^* = 0.36s$
Coeff. di amplificazione stratigrafica:	$S_S = 1.70 - 0.60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} = 1.31$
Coeff. di amplificazione topografica:	$S_T = 1$
Accelerazione massima del terreno:	$PGA = S \cdot a_g = 1.31 \cdot 0.2707g = 0.35g$

Tabella 4.106: STATO LIMITE DI COLLASSO

Probabilità di superamento:	SLC: $P_{VR} = 5\%$
Periodo di ritorno:	$T_R = -\frac{50}{\ln(1-0.05)} = 975 \text{anni}$
Parametri spettrali:	$a_g = 0.3633g$
	$F_o = 2.47$
	$T_c^* = 0.39s$
Coeff. di amplificazione stratigrafica:	$S_S = 1.70 - 0.60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} = 1.16$
Coeff. di amplificazione topografica:	$S_T = 1$
Accelerazione massima del terreno:	$PGA = S \cdot a_g = 1.16 \cdot 0.3633g = 0.42g$

Le caratteristiche fondamentali e i legami costitutivi dei *dispositivi isteretici*, che costituiscono lo *specifico sistema resistente alle azioni orizzontali*, sono state già descritte nei paragrafi precedenti al variare del numero di stelle, perciò, di volta in volta, verranno riportate semplicemente delle tabelle che sintetizzano tali valori e dei paragrafi di richiamo a cui si fa riferimento.

4.3.1. LRS COSTITUITO DA 24 DISPOSITIVI ISTERETICI CON 20 STELLE

Sia in direzione x , che in direzione y si impiegano 24 *dispositivi isteretici* con 20 stelle che vengono disposti tra piano terra e primo piano della struttura presa in esame.

Il legame costitutivo del singolo *dispositivo isteretico* è già stato descritto al paragrafo 3.2. In più, sono già state definite le caratteristiche fondamentali dello *specifico sistema resistente alle azioni orizzontali* ed è stata già descritta la loro disposizione all'interno dell'edificio in entrambe le direzioni (cfr. § 3.4.2.2.- § 3.4.3.2.).

4.3.2. ANALISI E VERIFICA DELLA STRUTTURA

La struttura considerata è sempre la stessa descritta nel capitolo 3 e i modelli del telaio piano in direzione x e in direzione y si ottengono allo stesso modo.

4.3.2.1. MODELLO IN DIREZIONE X

Per quanto riguarda le modalità con cui si realizza il modello piano in direzione x, si rimanda al capitolo 3 (cfr. § 3.5.1), Le modellazioni degli elementi resistenti alle azioni orizzontali, attraverso degli NL-Link definiti Multilinear Plastic di tipo Kinematic, e dei pilastri, attraverso la definizione di cerniere plastiche è sempre la stessa.

I parametri con cui è stato schematizzato il diagramma Forze-Spostamenti dei quattro elementi resistenti alle azioni orizzontali sono riportati in Tabella 4.107.

Tabella 4.107: Parametri con cui è stato schematizzato il diagramma Forze-Spostamenti dei quattro elementi resistenti alle azioni orizzontali.

PARAMETRI: 4 LRCs	
rigidezza iniziale, K_1 [t/m]	19200
spostamento di snervamento, δ_y [m]	0.005
forza di snervamento, F_y [t]	96
spostamento, δ_h [m]	0.0525
forza, F_h [t]	100.8
spostamento ultimo [m]	0.075
forza ultima [t]	216

4.3.2.2. ANALISI DINAMICHE NON LINEARI DI TIPO TIME-HISTORY IN DIREZIONE X

Si procede con la verifica della struttura in direzione x tramite delle analisi dinamiche non lineari di tipo *time-history*.

Il telaio piano verrà sollecitato con accelerogrammi spettro-compatibili al “livello di intensità sismica” che verrà di volta in volta preso in esame. Dal momento che il sito considerato è la città di Milano, gli accelerogrammi, vengono ricavati con il software *REXEL v 3.1 beta* sempre con gli stessi criteri illustrati nel paragrafo 3.5.3.1., ma facendo riferimento alle caratteristiche sismiche riportate nelle Tabelle 4.108-4.111.

Per ciascun livello prestazionale, gli intervalli di accelerazione massima al terreno da inserire per ottenere i records disponibili sono:

SLO: PGA = 0.06g - 0.10g

SLD: PGA = 0.11g - 0.19g

SLV: PGA = 0.30g - 0.45g

SLC: PGA = 0.30g – 0.43g

Le analisi time-history vengono condotte mantenendo separati i risultati che si ottengono per il sistema di 24 *dispositivi isteretici* con 20 stelle ciascuno e quelli che si ottengono per sistema di pilastri; solo successivamente vengono sommati, in modo tale da ottenere i risultati della struttura. Infatti, la curva di progetto della struttura è data dalla somma della curva ottenuta per il sistema di pilastri e da quella ottenuta per il sistema di *dispositivi isteretici*. I *punti di verifica* per la struttura devono cadere sulla propria curva e devono soddisfare gli *obiettivi prestazionali* imposti.

Relativamente ai risultati che si ottengono dalle analisi time-history effettuate separatamente sul sistema di *dispositivi isteretici* e sul sistema di pilastri, si segue quanto descritto nei case studies precedenti: si considerano, perciò, sempre i massimi spostamenti in valore assoluto e le massime forze in valore assoluto per ciascun “*livello di intensità sismica*” imposto, secondo dei criteri analoghi (cfr. § 4.1.3.2.1. - § 4.1.3.2.2.).

4.3.2.2.1. Risultati delle analisi time-history dell’edificio con dispositivi isteretici con 20 stelle

4.3.2.2.2.1. Spostamento massimo del primo piano

Lo spostamento massimo considerato è lo stesso che si ottiene sia per il sistema di *dispositivi isteretici*, sia per il sistema di pilastri. Viene, quindi, preso tale spostamento per ciascun “*livello di intensità sismica*” considerato.

Per chiarezza, nelle Tabelle 4.112-4.115, si riportano i valori medi degli spostamenti massimi e minimi, registrati in ognuno dei sette nodi del primo piano, per ciascun sisma appartenente a ciascun “*livello di intensità sismica*” considerato, e il corrispondente massimo in valore assoluto. Nell’ultima riga di ogni tabella si valuta il valore medio degli spostamenti massimi dell’edificio generati da ogni sisma.

Tabella 4.112: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Frequente*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Max	0.005754	
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Min	-0.004870	0.005754
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Max	0.005140	
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Min	-0.005514	0.005514
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Max	0.008171	
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Min	-0.004578	0.008171
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Max	0.005544	
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Min	-0.007393	0.007393
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Max	0.004632	
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Min	-0.008470	0.008470
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Max	0.003972	
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Min	-0.005684	0.005684
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Max	0.007655	
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Min	-0.005215	0.007655
spostamento medio [m]				0.006949

Tabella 4.113: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Occasionale*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Max	0.009764	
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Min	-0.006011	0.009764
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Max	0.011109	
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Min	-0.006283	0.011109
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Max	0.005173	
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Min	-0.008366	0.008366
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Max	0.007282	
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Min	-0.005822	0.007282
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Max	0.011971	
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Min	-0.003976	0.011971
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Max	0.004718	
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Min	-0.005871	0.005871
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Max	0.011965	
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Min	-0.004883	0.011965
spostamento medio [m]				0.009475

Tabella 4.114: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Raro*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Max	0.012638	
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Min	-0.022330	0.022330
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Max	0.021072	
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Min	-0.016198	0.021072
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Max	0.014563	
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Min	-0.047730	0.047730
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Max	0.022390	
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Min	-0.025265	0.025265
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Max	0.008225	
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Min	-0.043598	0.043598
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Max	0.033477	
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Min	-0.009442	0.033477
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Max	0.020353	
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Min	-0.012404	0.020353
spostamento medio [m]				0.030546

Tabella 4.115: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Molto Raro*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Max	0.018566	
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Min	-0.021071	0.021071
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Max	0.054399	
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Min	-0.055758	0.055758
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Max	0.072025	
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Min	-0.102819	0.102819
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Max	0.084260	
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Min	-0.060264	0.084260
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Max	0.020286	
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Min	-0.012072	0.020286
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Max	0.038931	
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Min	-0.036891	0.038931
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Max	0.033104	
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Min	-0.010667	0.033104
spostamento medio [m]				0.050890

4.3.2.2.2. Taglio complessivo alla base

Il valore di taglio complessivo alla base è dato dalla somma della forza totale registrata per il sistema di dispositivi e della forza totale del sistema di pilastri, che si ottengono, rispettivamente, come è stato sopra descritto. In realtà, questo valore è quello che si ottiene se si considera il taglio complessivo massimo in valore assoluto alla base della struttura

dovuto a ciascuno dei sette accelerogrammi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” considerato di volta in volta.

Di seguito (tab. 4.116-4.119) si riportano i tagli complessivi massimo e minimo alla base della struttura, dovuti a ciascuno dei sette accelerogrammi spettro-compatibili con ciascun “livello di intensità sismica” considerato, e il corrispondente massimo in valore assoluto. Nell’ultima riga di ogni tabella si valuta il valore medio dei tagli massimi dell’edificio generati da ogni sisma.

Tabella 4.116: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Frequente”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Max	584.7869	
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Min	-587.1997	587.1997
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Max	586.6044	
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Min	-585.6795	586.6044
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Max	580.3801	
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Min	-593.1831	593.1831
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Max	591.2564	
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Min	-586.6795	591.2564
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Max	593.9208	
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Min	-584.0133	593.9208
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Max	587.0252	
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Min	-539.4024	587.0252
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Max	585.8662	
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Min	-591.9033	591.9033
taglio medio [t]				590.1561

Tabella 4.117: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Occasionale”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Max	587.8332	
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Min	-597.1235	597.1235
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Max	588.5077	
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Min	-600.4476	600.4476
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Max	593.6893	
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Min	-585.7613	593.6893
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Max	587.3671	
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Min	-590.7321	590.7321
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Max	577.4086	
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Min	-602.5877	602.5877
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Max	587.4892	
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Min	-584.6342	587.4892
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Max	572.6637	
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Min	-602.5711	602.5711
taglio medio [t]				596.3772

Tabella 4.118: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Raro*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Max	628.2262	628.2262
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Min	-604.2374	
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Max	613.0485	625.1133
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Min	-625.1133	
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Max	691.0925	691.0925
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Min	-609.0015	
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Max	635.4902	635.4902
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Min	-628.3754	
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Max	680.8670	680.8670
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Min	-593.3161	
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Max	596.3274	655.8160
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Min	-655.8160	
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Max	603.6591	623.3330
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Min	-623.3330	
taglio medio [t]				648.5626

Tabella 4.119: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Molto Raro*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Max	625.1103	625.1103
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Min	-619.2365	
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Max	797.3140	797.3140
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Min	-765.8206	
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Max	2249.2605	2249.2605
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Min	-1340.5017	
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Max	1268.4180	1672.9659
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Min	-1672.9659	
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Max	603.0524	623.1677
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Min	-623.1677	
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Max	664.9034	669.3166
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Min	-669.3166	
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Max	599.5522	654.8932
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Min	-654.8932	
taglio medio [t]				1041.7183

4.3.2.2.2.3. Punti di verifica sulla Mappa dei Comportamenti della struttura nel diagramma Forze-Spostamenti

Nei paragrafi precedenti (cfr. § 4.3.2.2.2.1. – 4.3.2.2.2.2.) sono stati determinati dei “*punti di verifica*” per la struttura. Essi sono individuati dal massimo spostamento in valore assoluto del primo piano in funzione del taglio complessivo massimo in valore assoluto alla base, per ogni sisma con cui è stato sollecitato l’edificio per ciascuno dei “*livelli di intensità sismica*” considerati. Tali *punti di verifica* coincidono con la somma, a parità di

spostamento, dei *punti di verifica* ottenuti per il sistema di dispositivi e per il sistema di pilastri.

Si decide di plottare questi punti (*punti di verifica*) sulla *Mapa dei Comportamenti* della struttura nel diagramma Forze–Spostamenti per verificare che intercettino la curva di progetto della struttura al fine di soddisfare degli “*obiettivi prestazionali*”, per il particolare sito considerato.

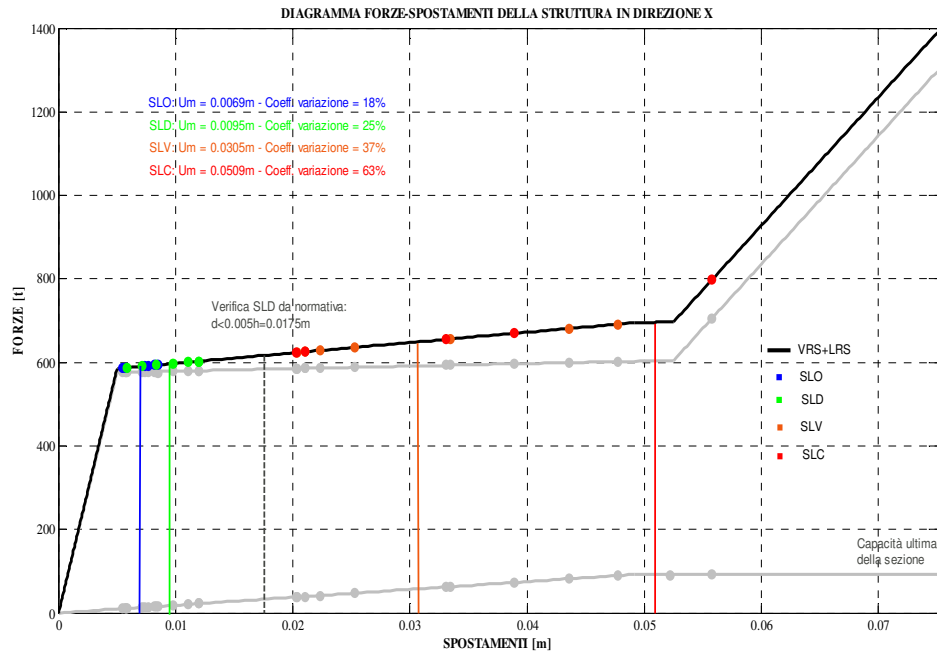


Figura 4.19 – Verifica della struttura in direzione x sulla Mapa dei comportamenti nel diagramma Forze-Spostamenti.

Dalla Figura 4.19 è facile osservare che i *punti di verifica* si sovrappongono perfettamente alla curva di progetto della struttura.

I punti blu rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*”; i punti verdi rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Occasionale*”; i punti arancioni rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Raro*”; i punti rossi rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Molto Raro*”.

Le linee verticali degli stessi colori mostrano i punti medi di ciascun *livello di intensità sismica* considerato.

Quando la struttura viene sollecitata da dei sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Frequente*” (punti blu) non è in grado di soddisfare il “livello prestazionale” di “*Fully Operational*” in quanto si trova completamente allo stato di plasticizzazione. Infatti, tutti i punti in blu sono disposti lungo il secondo tratto della curva e il valore medio 0.0069m, calcolato per gli spostamenti subiti dalla struttura soggetta ad un “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Frequente*”, si dispone oltre lo spostamento di snervamento della struttura, $\delta_y = 0.005\text{m}$.

Nel caso di sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Occasionale*” gli spostamenti che subisce la struttura continuano a disporsi tutti lungo il secondo tratto della curva (punti verdi). Infatti, il valore medio 0.0095m, calcolato per gli spostamenti subiti dalla struttura soggetta ad un “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Occasionale*”, è più grande dello spostamento di snervamento della struttura, δ_y , imposto a 0.005m.

Anche nel caso di sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Raro*”, i punti arancioni, che rappresentano gli spostamenti registrati sulla struttura in tali condizioni, continuano a disporsi tutti lungo il secondo tratto della curva. Lo spostamento medio, 0.0305m, comunque, è inferiore rispetto allo spostamento limite per il “livello prestazionale” di “*Life-Safe*”, 0.0525m. quindi, sicuramente, la struttura è in grado di soddisfare il “livello prestazionale” di “*Life-Safe*” .

Infine, considerando il caso di sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Molto Raro*”, si può notare come i punti in rosso sono dislocati anche a grande distanza rispetto al valore medio di 0.0509m. Tali spostamenti hanno dei valori molto elevati, infatti, non solo investono il secondo e terzo ramo della curva, ma, alcuni di essi, non riescono ad essere riportati sul grafico in quanto hanno dei valori circa pari allo spostamento ultimo dei pilastri (0.010m) e, quindi, superiori allo spostamento ultimo ammissibile per il sistema di dispositivi (0.075m).

Nella Figura 4.19 vengono riportate in grigio anche le due curve che descrivono, rispettivamente, il comportamento del sistema di pilastri (*Vertical Resisting System, VRS*), cioè del sistema progettato per resistere ai carichi verticali che, con la propria rigidità laterale contribuisce a resistere anche i carichi orizzontali, e il comportamento del sistema resistente ai carichi orizzontali (*Lateral Resisting System, LRS*) costituito dai *dispositivi isteretici a forma di “stella”*.

Sia per il VRS che per l'LRS, plottando i rispettivi *punti di verifica* precedentemente definiti, si può notare la loro precisa sovrapposizione con le curve che descrivono i due sistemi

Questa è un'ulteriore verifica di quanto già ripetuto in precedenza: la curva di progetto della struttura nasce dalla somma della curva individuata per il sistema di pilastri e della curva individuata per il sistema resistente alle azioni orizzontali costituito dai *dispositivi isteretici a forma di "stella"* disposti tra il piano terra e il primo piano.

Come riportato anche nel case study descritto al capitolo 3, anche in questo caso è possibile proporre un confronto tra i valori di spostamento registrati sulla struttura in direzione x e i valori limite riportati nella normativa.

È possibile notare che lo spostamento limite da normativa allo *Stato Limite di Danno* è di superiore allo spostamento medio registrato in corrispondenza dei "*livelli di intensità sismica*" definiti, rispettivamente, "*Terremoto Frequente*" e "*Terremoto Occasionale*", quindi la verifica, in questo caso è soddisfatta.

In più, tenendo conto del fatto che lo spostamento ultimo della sezione del pilastro in direzione debole è circa 0.10m, lo spostamento medio che si ha per il "*livello di intensità sismica*" definito "*Terremoto Molto Raro*", pari a 0.0509m, è più piccolo; bisogna tener conto, però, del fatto che c'è una grande dispersione di valori rispetto alla media, per cui, in realtà, come è possibile notare dalle precedenti tabelle relative allo spostamento del primo piano, alcuni spostamenti risultano essere superiori allo spostamento ultimo del sistema di pilastri.

In conclusione, l'utilizzo di 24 *dispositivi isteretici* con 20 stelle è insufficiente a garantire il rispetto degli *obiettivi prestazionali* imposti inizialmente sulla struttura, in relazione al determinato sito ad *alta sismicità* preso in esame. Infatti, come si vedrà nel seguito, sarà interessante vedere come migliora o peggiora ulteriormente la situazione variando il numero di stelle inserite nei *dispositivi isteretici*.

4.3.2.3. MODELLO IN DIREZIONE Y

Per quanto riguarda le modalità con cui si realizza il modello piano in direzione y, si rimanda al capitolo 3 (cfr. § 3.5.4), Le modellazioni degli elementi resistenti alle azioni

orizzontali, attraverso degli NL-Link definiti Multilinear Plastic di tipo Kinematic, e dei pilastri, attraverso la definizione di cerniere plastiche è sempre la stessa.

I parametri con cui è stato schematizzato il diagramma Forze-Spostamenti degli otto elementi resistenti alle azioni orizzontali sono riportati in Tabella 4.120.

Tabella 4.120: Parametri con cui è stato schematizzato il diagramma Forze-Spostamenti degli otto elementi resistenti alle azioni orizzontali.

PARAMETRI: 8 LRCs	
rigidezza iniziale, K_1 [t/m]	38400
spostamento di snervamento, δ_y [m]	0.005
forza di snervamento, F_y [t]	192
spostamento, δ_h [m]	0.0525
forza, F_h [t]	201.6
spostamento ultimo [m]	0.075
forza ultima [t]	432

4.3.2.4. ANALISI DINAMICHE NON LINEARI DI TIPO TIME-HISTORY IN DIREZIONE Y

Si procede con la verifica della struttura in direzione x tramite delle analisi dinamiche non lineari di tipo *time-history*.

Il telaio piano verrà sollecitato con accelerogrammi spettro-compatibili al “livello di intensità sismica” che verrà di volta in volta preso in esame. Dal momento che il sito considerato è la città di Reggio Calabria, gli accelerogrammi che si utilizzano sono quelli ricavati con il software *REXEL v 3.1 beta*, secondo quanto già detto al paragrafo 4.3.2.2.

Le analisi time-history vengono condotte mantenendo separati i risultati che si ottengono per il sistema di 24 *dispositivi isteretici* con 20 stelle ciascuno e quelli che si ottengono sul sistema di pilastri; solo successivamente vengono sommati, in modo tale da ottenere i risultati della struttura. Infatti, la curva di progetto della struttura è data dalla somma della curva ottenuta per il sistema di pilastri e da quella ottenuta per il sistema di *dispositivi*

isteretici. I *punti di verifica* per la struttura devono cadere sulla propria curva e devono soddisfare gli *obiettivi prestazionali* imposti.

Relativamente ai risultati che si ottengono dalle analisi time-history effettuate separatamente sul sistema di *dispositivi isteretici* e sul sistema di pilastri, si segue quanto descritto nei case studies precedenti: si considerano, perciò, sempre i massimi spostamenti in valore assoluto e le massime forze in valore assoluto per ciascun “*livello di intensità sismica*” imposto, secondo dei criteri analoghi (cfr. § 4.1.3.2.1. - § 4.1.3.2.2.).

4.3.2.4.1. Risultati delle analisi time-history dell’edificio con dispositivi isteretici con 20 stelle

4.3.2.4.1.1. Spostamento massimo del primo piano

Lo spostamento massimo considerato è lo stesso che si ottiene sia per il sistema di dispositivi isteretici, sia per il sistema di pilastri. Viene, quindi, preso tale spostamento per ciascun “*livello di intensità sismica*” considerato.

Per chiarezza, nelle Tabelle 4.121-4.122, si riportano i valori medi degli spostamenti massimi e minimi, registrati in ognuno dei sette nodi del primo piano, per ciascun sisma appartenente a ciascun “*livello di intensità sismica*” considerato, e il corrispondente massimo in valore assoluto. Nell’ultima riga di ogni tabella si valuta il valore medio degli spostamenti massimi dell’edificio generati da ogni sisma.

Tabella 4.121: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “*stella*” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Max	0.005380	
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Min	-0.005326	0.005380
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Max	0.004759	
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Min	-0.005663	0.005663
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Max	0.007637	
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Min	-0.004504	0.007637
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Max	0.005339	
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Min	-0.006526	0.006526
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Max	0.005772	
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Min	-0.007629	0.007629
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Max	0.003832	
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Min	-0.005747	0.005747
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Max	0.007515	
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Min	-0.004895	0.007515
spostamento medio [m]				0.006585

Tabella 4.122: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Occasionale*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Max	0.008545	
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Min	-0.006216	0.008545
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Max	0.011129	
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Min	-0.005932	0.011129
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Max	0.005206	
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Min	-0.008323	0.008323
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Max	0.006504	
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Min	-0.005980	0.006504
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Max	0.011399	
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Min	-0.003943	0.011399
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Max	0.004654	
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Min	-0.005412	0.005412
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Max	0.010882	
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Min	-0.004719	0.010882
spostamento medio [m]				0.008885

Tabella 4.123: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Raro*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Max	0.013400	
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Min	-0.020602	0.020602
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Max	0.023518	
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Min	-0.011370	0.023518
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Max	0.018467	
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Min	-0.035773	0.035773
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Max	0.026697	
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Min	-0.021672	0.026697
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Max	0.015860	
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Min	-0.035445	0.035445
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Max	0.026761	
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Min	-0.014436	0.026761
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Max	0.021296	
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Min	-0.011763	0.021296
spostamento medio [m]				0.027156

Tabella 4.124: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Molto Raro*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Max	0.019821	
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Min	-0.020971	0.020971
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Max	0.028439	
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Min	-0.048025	0.048025
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Max	0.061668	
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Min	-0.083248	0.083248
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Max	0.075125	
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Min	-0.029071	0.075125
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Max	0.018816	
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Min	-0.011915	0.018816
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Max	0.043886	
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Min	-0.034742	0.043886
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Max	0.029816	
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Min	-0.012769	0.029816
spostamento medio [m]				0.045698

4.3.2.4.1.2. Taglio complessivo alla base

Il valore di taglio complessivo alla base è dato dalla somma della forza totale registrata per il sistema di dispositivi e della forza totale del sistema di pilastri, che si ottengono, rispettivamente, come è stato sopra descritto. In realtà, questo valore è quello che si ottiene se si considera il taglio complessivo massimo in valore assoluto alla base della struttura dovuto a ciascuno dei sette accelerogrammi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” considerato di volta in volta.

Di seguito (tab. 4.125-4.128) si riportano i tagli complessivi massimo e minimo alla base della struttura, dovuti a ciascuno dei sette accelerogrammi spettro–compatibili con ciascun “livello di intensità sismica” considerato, e il corrispondente massimo in valore assoluto. Nell’ultima riga di ogni tabella si valuta il valore medio dei tagli massimi dell’edificio generati da ogni sisma.

Tabella 4.125: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Frequente*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Max	604.5981	
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Min	-604.9204	604.9204
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Max	606.6009	
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Min	-573.5576	606.6009
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Max	590.7844	
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Min	-618.3239	618.3239
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Max	611.7277	
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Min	-604.6786	611.7277
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Max	618.2779	
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Min	-607.2470	618.2779
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Max	607.1019	
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Min	-547.5296	607.1019
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Max	591.6774	
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Min	-617.6021	617.6021
taglio medio [t]				612.0793

Tabella 4.126: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Occasionale*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Max	609.8849	
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Min	-623.7175	623.7175
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Max	608.1958	
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Min	-639.0650	639.0650
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Max	622.3967	
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Min	-603.8895	622.3967
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Max	608.4826	
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Min	-611.5969	611.5969
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Max	588.5212	
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Min	-640.6659	640.6659
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Max	605.1113	
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Min	-600.6077	605.1113
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Max	585.7631	
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Min	-637.5993	637.5993
taglio medio [t]				625.7361

Tabella 4.127: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Raro”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Max	695.3212	695.3212
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Min	-652.5510	
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Max	640.4922	712.6394
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Min	-712.6394	
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Max	785.4209	785.4209
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Min	-682.6449	
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Max	701.6781	731.5243
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Min	-731.5243	
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Max	783.4745	783.4745
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Min	-667.1627	
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Max	658.7006	731.9014
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Min	-731.9014	
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Max	642.8259	699.4445
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Min	-699.4445	
taglio medio [t]				734.2466

Tabella 4.128: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Molto Raro”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Max	697.5155	697.5155
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Min	-690.6865	
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Max	858.1896	858.1896
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Min	-741.8650	
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Max	1820.3254	1820.3254
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Min	-1216.7439	
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Max	745.6179	1572.6447
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Min	-1572.6447	
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Max	643.7309	684.7139
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Min	-684.7139	
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Max	779.2999	833.6079
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Min	-833.6079	
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Max	648.8019	750.0427
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Min	-750.0427	
taglio medio [t]				1031.0057

4.3.2.4.1.3. Punti di verifica sulla Mappa dei Comportamenti della struttura nel diagramma Forze-Spostamenti

Nei paragrafi precedenti (cfr. § 4.3.2.4.1.1. – 4.3.2.4.1.2.) sono stati determinati dei “punti di verifica” per la struttura. Essi sono individuati dal massimo spostamento in valore assoluto del primo piano in funzione del taglio complessivo massimo in valore assoluto alla base, per ogni sisma con cui è stato sollecitato l’edificio per ciascuno dei “livelli di intensità sismica” considerati. Tali *punti di verifica* coincidono con la somma, a parità di

spostamento, dei *punti di verifica* ottenuti per il sistema di dispositivi e per il sistema di pilastri.

Si decide di plottare questi punti (*punti di verifica*) sulla *Mapa dei Comportamenti* della struttura nel diagramma Forze–Spostamenti per verificare che intercettino la curva di progetto della struttura al fine di soddisfare degli “*obiettivi prestazionali*”, per il particolare sito considerato.

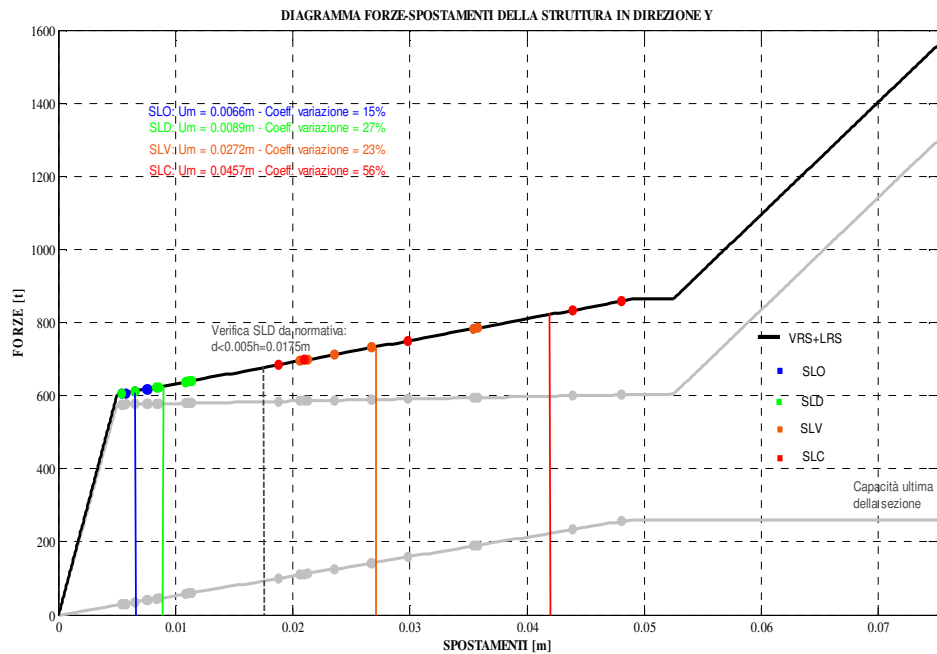


Figura 4.20 – Verifica della struttura in direzione y sulla Mapa dei comportamenti nel diagramma Forze-Spostamenti.

Dalla Figura 4.20 è facile osservare che i *punti di verifica* si sovrappongono perfettamente alla curva di progetto della struttura.

I punti blu rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*”; i punti verdi rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Occasionale*”; i punti arancioni rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Raro*”; i punti rossi rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Molto Raro*”.

Le linee verticali degli stessi colori mostrano i punti medi di ciascun *livello di intensità sismica* considerato.

Quando la struttura viene sollecitata da dei sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Frequente*” (punti blu) non è in grado di soddisfare il “livello prestazionale” di “*Fully Operational*” in quanto si trova completamente allo stato di plasticizzazione. Infatti, tutti i punti in blu sono disposti lungo il secondo tratto della curva e il valore medio 0.0066m, calcolato per gli spostamenti subiti dalla struttura soggetta ad un “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Frequente*”, si dispone oltre lo spostamento di snervamento della struttura, $\delta_y = 0.005\text{m}$.

Nel caso di sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Occasionale*” gli spostamenti che subisce la struttura continuano a disporsi tutti lungo il secondo tratto della curva (punti verdi). Infatti, il valore medio 0.0089m, calcolato per gli spostamenti subiti dalla struttura soggetta ad un “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Occasionale*”, è più grande dello spostamento di snervamento della struttura, δ_y , imposto a 0.005m.

Anche nel caso di sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Raro*”, i punti arancioni, che rappresentano gli spostamenti registrati sulla struttura in tali condizioni, continuano a disporsi tutti lungo il secondo tratto della curva. Lo spostamento medio, 0.0272m, comunque, è inferiore rispetto allo spostamento limite per il “livello prestazionale” di “*Life-Safe*”, 0.0525m. quindi, sicuramente, la struttura è in grado di soddisfare il “livello prestazionale” di “*Life-Safe*” .

Infine, considerando il caso di sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Molto Raro*” si può notare come i punti in rosso sono dislocati anche a grande distanza rispetto al valore medio di 0.0457m. Tali spostamenti hanno dei valori molto elevati, infatti, non solo investono il secondo e terzo ramo della curva, ma, alcuni di essi, non riescono ad essere riportati sul grafico in quanto hanno dei valori superiori allo spostamento ultimo ammissibile per il sistema di dispositivi (0.075m).

Nella Figura 4.20 vengono riportate in grigio anche le due curve che descrivono, rispettivamente, il comportamento del sistema di pilastri (*Vertical Resisting System, VRS*), cioè del sistema progettato per resistere ai carichi verticali che, con la propria rigidità laterale contribuisce a resistere anche i carichi orizzontali, e il comportamento del sistema resistente ai carichi orizzontali (*Lateral Resisting System, LRS*) costituito dai *dispositivi isteretici a forma di “stella”*.

Sia per il VRS che per l'LRS, plottando i rispettivi *punti di verifica* precedentemente definiti, si può notare la loro precisa sovrapposizione con le curve che descrivono i due sistemi

Questa è un'ulteriore verifica di quanto già ripetuto in precedenza: la curva di progetto della struttura nasce dalla somma della curva individuata per il sistema di pilastri e della curva individuata per il sistema resistente alle azioni orizzontali costituito dai *dispositivi isteretici a forma di "stella"* disposti tra il piano terra e il primo piano.

Come riportato anche nel case study descritto al capitolo 3, anche in questo caso è possibile proporre un confronto tra i valori di spostamento registrati sulla struttura in direzione y e i valori limite riportati nella normativa.

È possibile notare che lo spostamento limite da normativa allo *Stato Limite di Danno* è di superiore allo spostamento medio registrato in corrispondenza dei "*livelli di intensità sismica*" definiti, rispettivamente, "*Terremoto Frequente*" e "*Terremoto Occasionale*", quindi la verifica, in questo caso è soddisfatta.

In più, tenendo conto del fatto che lo spostamento ultimo della sezione del pilastro in direzione forte è circa 0.10m, lo spostamento medio che si ha per il "*livello di intensità sismica*" definito "*Terremoto Molto Raro*", pari a 0.0457m, è più piccolo; bisogna tener conto, però, del fatto che c'è una grande dispersione di valori rispetto alla media, per cui, in realtà, come è possibile notare dalle precedenti tabelle relative allo spostamento del primo piano, alcuni spostamenti risultano essere superiori allo spostamento ultimo del sistema di dispositivi, anche se comunque sia, inferiore allo spostamento ultimo del sistema di pilastri.

In conclusione, l'utilizzo di 24 *dispositivi isteretici* con 20 stelle è insufficiente a garantire il rispetto degli *obiettivi prestazionali* imposti inizialmente sulla struttura, in relazione al determinato sito ad *alta sismicità* preso in esame. Infatti, come si vedrà nel seguito, sarà interessante vedere come migliora o peggiora ulteriormente la situazione variando il numero di stelle inserite nei *dispositivi isteretici*.

Confrontando i due modelli di telaio piano, quello per la direzione x e quello per la direzione y, si nota che si impiegano lo stesso numero di pilastri e lo stesso numero di dispositivi isteretici. Si evidenzia, però, il fatto che aumenta la rigidezza alla traslazione orizzontale del sistema dei pilastri.

Sostanzialmente, quindi, gli spostamenti medi che si ottengono per ciascun “*livello di intensità sismica*” considerato sulla struttura sono molto simili, in quanto il numero di *dispositivi isteretici* impiegato è sempre lo stesso in entrambe le direzioni. È possibile, però, evidenziare un abbassamento degli spostamenti nel caso del modello piano della struttura in direzione y, soprattutto per quanto riguarda i valori medi degli spostamenti registrati nel caso di “*Terremoto Raro*” e “*Terremoto Molto Raro*”. Questo è dovuto al fatto che, in questo caso, pur avendo sempre lo stesso numero di pilastri, cambia la disposizione della loro sezione, secondo la propria direzione forte. Quindi, gli spostamenti più elevati, sono quelli che risentono maggiormente dell’incremento di rigidità del sistema di pilastri, che si ha nel passare dal modello in direzione x al modello in direzione y; per questo, subiscono un abbassamento maggiore che si può rilevare confrontando i due casi.

4.3.3. LRS COSTITUITO DA 24 DISPOSITIVI ISTERETICI CON 10 STELLE

Sia in direzione x, che in direzione y si impiegano 24 *dispositivi isteretici* con 10 stelle che vengono disposti tra piano terra e primo piano della struttura presa in esame.

Il legame costitutivo del singolo *dispositivo isteretico* è già stato descritto al paragrafo 4.1.1. In più, sono già state definite le caratteristiche fondamentali dello *specifico sistema resistente alle azioni orizzontali* ed è stata già descritta la loro disposizione all’interno dell’edificio in entrambe le direzioni (cfr. § 4.1.2.1.- § 4.1.2.2.).

4.3.4. ANALISI E VERIFICA DELLA STRUTTURA

La struttura considerata è sempre la stessa descritta nel capitolo 3 e i modelli del telaio piano in direzione x e in direzione y si ottengono allo stesso modo.

4.3.4.1. MODELLO IN DIREZIONE X

Per quanto riguarda le modalità con cui si realizza il modello piano in direzione x, si rimanda al capitolo 3 (cfr. § 3.5.1), Le modellazioni degli elementi resistenti alle azioni orizzontali, attraverso degli NL-Link definiti Multilinear Plastic di tipo Kinematic, e dei pilastri, attraverso la definizione di cerniere plastiche è sempre la stessa.

I parametri con cui è stato schematizzato il diagramma Forze-Spostamenti dei quattro elementi resistenti alle azioni orizzontali sono riportati in Tabella 4.129.

Tabella 4.129: Parametri con cui è stato schematizzato il diagramma Forze-Spostamenti dei quattro elementi resistenti alle azioni orizzontali.

PARAMETRI: 4 LRCs	
rigidezza iniziale, K_1 [t/m]	9600
spostamento di snervamento, δ_y [m]	0.005
forza di snervamento, F_y [t]	48
spostamento, δ_h [m]	0.0525
forza, F_h [t]	50.4
spostamento ultimo [m]	0.075
forza ultima [t]	108

4.3.4.2. ANALISI DINAMICHE NON LINEARI DI TIPO TIME-HISTORY IN DIREZIONE X

Si procede con la verifica della struttura in direzione x tramite delle analisi dinamiche non lineari di tipo *time-history*.

Il telaio piano verrà sollecitato con accelerogrammi spettro-compatibili al “livello di intensità sismica” che verrà, di volta in volta, preso in esame. Dal momento che il sito considerato è la città di Reggio Calabria, gli accelerogrammi che si utilizzano sono quelli ricavati con il software *REXEL v 3.1 beta*, secondo quanto già detto al paragrafo 4.3.2.2.

Le analisi time-history vengono condotte mantenendo separati i risultati che si ottengono per il sistema di 24 *dispositivi isteretici* con 10 stelle ciascuno e quelli che si ottengono sul sistema di pilastri; solo successivamente vengono sommati, in modo tale da ottenere i risultati della struttura. Infatti, la curva di progetto della struttura è data dalla somma della curva ottenuta per il sistema di pilastri e da quella ottenuta per il sistema di *dispositivi isteretici*. I *punti di verifica* per la struttura devono cadere sulla propria curva e devono soddisfare gli *obiettivi prestazionali* imposti.

Relativamente ai risultati che si ottengono dalle analisi time-history effettuate separatamente sul sistema di *dispositivi isteretici* e sul sistema di pilastri, si segue quanto descritto nei case studies precedenti: si considerano, perciò, sempre i massimi spostamenti in valore assoluto e le massime forze in valore assoluto per ciascun “*livello di intensità sismica*” imposto, secondo dei criteri analoghi (cfr. § 4.1.3.2.1. - § 4.1.3.2.2.).

4.3.4.2.1. Risultati delle analisi time-history dell’edificio con dispositivi isteretici con 20 stelle

4.3.4.2.1.1. Spostamento massimo del primo piano

Lo spostamento massimo considerato è lo stesso che si ottiene sia per il sistema di dispositivi isteretici, sia per il sistema di pilastri. Viene, quindi, preso tale spostamento per ciascun “*livello di intensità sismica*” considerato.

Per chiarezza, nelle Tabelle 4.130-4.133, si riportano i valori medi degli spostamenti massimi e minimi, registrati in ognuno dei sette nodi del primo piano, per ciascun sisma appartenente a ciascun “*livello di intensità sismica*” considerato, e il corrispondente massimo in valore assoluto. Nell’ultima riga di ogni tabella si valuta il valore medio degli spostamenti massimi dell’edificio generati da ogni sisma.

Tabella 4.130: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “*stella*” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Max	0.009164	
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Min	-0.006267	0.009164
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Max	0.004945	
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Min	-0.005557	0.005557
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Max	0.013373	
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Min	-0.011952	0.013373
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Max	0.009329	
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Min	-0.007541	0.009329
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Max	0.008209	
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Min	-0.006405	0.008209
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Max	0.003904	
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Min	-0.013331	0.013331
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Max	0.005121	
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Min	-0.011336	0.011336
spostamento medio [m]				0.010043

Tabella 4.131: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Occasionale*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Max	0.007755	
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Min	-0.010557	0.010557
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Max	0.013279	
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Min	-0.016708	0.016708
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Max	0.004828	
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Min	-0.011564	0.011564
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Max	0.010640	
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Min	-0.009136	0.010640
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Max	0.012193	
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Min	-0.010576	0.012193
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Max	0.016343	
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Min	-0.004936	0.016343
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Max	0.018516	
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Min	-0.009132	0.018516
spostamento medio [m]				0.013789

Tabella 4.132: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Raro*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Max	0.009287	
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Min	-0.039007	0.039007
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Max	0.069229	
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Min	-0.078339	0.078339
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Max	0.085890	
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Min	-0.067123	0.085890
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Max	0.059732	
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Min	-0.070368	0.070368
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Max	0.061825	
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Min	-0.058019	0.061825
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Max	0.062249	
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Min	-0.062216	0.062249
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Max	0.010504	
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Min	-0.015634	0.015634
spostamento medio [m]				0.059045

Tabella 4.133: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Molto Raro*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Max	0.024287	
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Min	-0.027342	0.027342
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Max	0.069158	
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Min	-0.074747	0.074747
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Max	0.056405	
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Min	-0.112199	0.112199
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Max	0.168741	
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Min	-0.101077	0.168741
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Max	0.040465	
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Min	-0.050409	0.050409
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Max	0.061210	
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Min	-0.056514	0.061210
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Max	0.026497	
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Min	-0.026913	0.026913
spostamento medio [m]				0.074509

4.3.4.2.1.2. Taglio complessivo alla base

Il valore di taglio complessivo alla base è dato dalla somma della forza totale registrata per il sistema di dispositivi e della forza totale del sistema di pilastri, che si ottengono, rispettivamente, come è stato sopra descritto. In realtà, questo valore è quello che si ottiene se si considera il taglio complessivo massimo in valore assoluto alla base della struttura dovuto a ciascuno dei sette accelerogrammi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” considerato di volta in volta.

Di seguito (tab. 4.134-4.137) si riportano i tagli complessivi massimo e minimo alla base della struttura, dovuti a ciascuno dei sette accelerogrammi spettro–compatibili con ciascun “livello di intensità sismica” considerato, e il corrispondente massimo in valore assoluto. Nell’ultima riga di ogni tabella si valuta il valore medio dei tagli massimi dell’edificio generati da ogni sisma.

Tabella 4.134: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Frequente*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Max	300.0917	
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Min	-306.3844	306.3844
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Max	298.5502	
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Min	-297.2219	298.5502
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Max	312.4406	
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Min	-315.5255	315.5255
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Max	302.8599	
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Min	-306.7433	306.7433
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Max	300.3927	
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Min	-304.3117	304.3117
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Max	315.4357	
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Min	-286.6363	315.4357
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Max	311.1020	
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Min	-297.6031	311.1020
taglio medio [t]				308.2933

Tabella 4.135: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Occasionale*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Max	309.4093	
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Min	-303.3461	309.4093
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Max	322.7678	
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Min	-315.3217	322.7678
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Max	311.5977	
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Min	-295.3687	311.5977
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Max	306.3197	
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Min	-309.5895	309.5895
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Max	309.4521	
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Min	-312.9626	312.9626
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Max	293.0726	
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Min	-321.9751	321.9751
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Max	306.3154	
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Min	-326.6949	326.6949
taglio medio [t]				316.4281

Tabella 4.136: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Raro”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Max	371.1988	371.1988
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Min	-306.8114	
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Max	791.7047	791.7047
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Min	-629.3115	
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Max	610.1673	914.5287
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Min	-914.5287	
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Max	669.3536	669.3536
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Min	-526.8031	
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Max	527.4094	538.1051
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Min	-538.1051	
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Max	565.5613	565.5613
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Min	-544.6743	
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Max	320.4061	320.4061
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Min	-309.4757	
taglio medio [t]				595.8369

Tabella 4.137: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Molto Raro”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Max	345.8637	345.8637
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Min	-339.6468	
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Max	736.6214	736.6214
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Min	-698.0047	
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Max	1320.6992	1320.6992
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Min	-468.6096	
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Max	1238.2490	2190.1417
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Min	-2190.1417	
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Max	394.2761	394.2761
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Min	-375.0820	
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Max	470.8410	528.6163
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Min	-528.6163	
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Max	345.2264	345.2264
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Min	-344.4833	
taglio medio [t]				837.3493

4.3.2.4.2.3. Punti di verifica sulla Mappa dei Comportamenti della struttura nel diagramma Forze-Spostamenti

Nei paragrafi precedenti (cfr. § 4.3.2.4.2.1. – 4.3.2.4.2.2.) sono stati determinati dei “punti di verifica” per la struttura. Essi sono individuati dal massimo spostamento in valore assoluto del primo piano in funzione del taglio complessivo massimo in valore assoluto alla base, per ogni sisma con cui è stato sollecitato l’edificio per ciascuno dei “livelli di

intensità sismica” considerati. Tali *punti di verifica* coincidono con la somma, a parità di spostamento, dei *punti di verifica* ottenuti per il sistema di dispositivi e per il sistema di pilastri.

Si decide di plottare questi punti (*punti di verifica*) sulla *Mappa dei Comportamenti* della struttura nel diagramma Forze–Spostamenti per verificare che intercettino la curva di progetto della struttura al fine di soddisfare degli “*obiettivi prestazionali*”, per il particolare sito considerato.

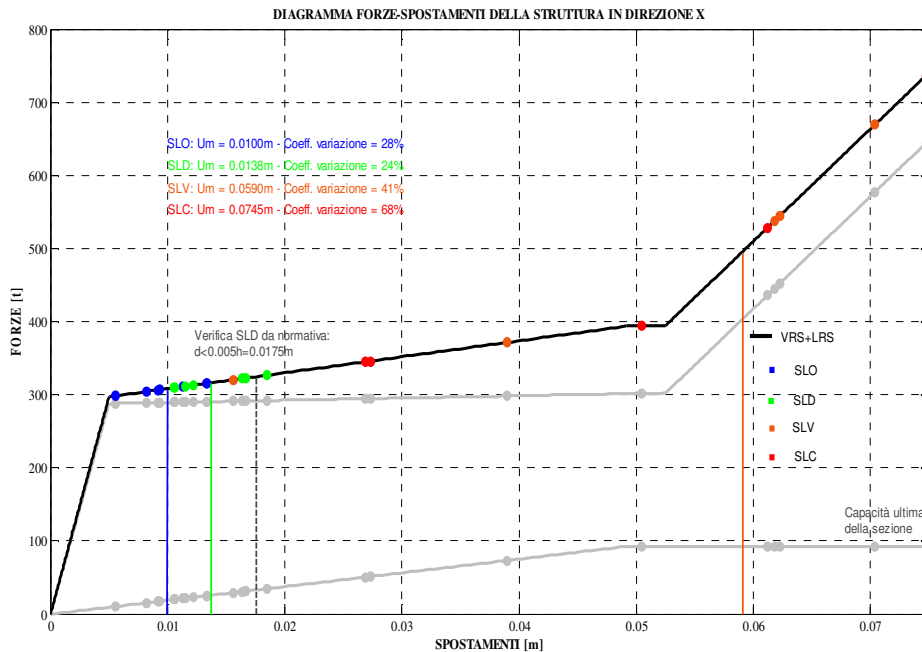


Figura 4.21 – Verifica della struttura in direzione x sulla Mappa dei comportamenti nel diagramma Forze-Spostamenti.

Dalla Figura 4.21 è facile osservare che i punti di verifica si sovrappongono perfettamente alla curva di progetto della struttura.

I punti blu rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*”; i punti verdi rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Occasionale*”; i punti arancioni rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Raro*”; i punti rossi rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Molto Raro*”.

Le linee verticali degli stessi colori mostrano i punti medi di ciascun livello di intensità sismica considerato.

Quando la struttura viene sollecitata da dei sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Frequente*” (punti blu) non è assolutamente in grado di soddisfare il “livello prestazionale” di “*Fully Operational*” in quanto si trova completamente allo stato di plasticizzazione. Infatti, tutti i punti in blu sono disposti lungo il secondo tratto della curva e il valore medio 0.0100m, calcolato per gli spostamenti subiti dalla struttura soggetta ad un “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Frequente*”, si dispone oltre lo spostamento di snervamento della struttura, $\delta_y = 0.005\text{m}$.

Nel caso di sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Occasionale*” gli spostamenti che subisce la struttura continuano a disporsi tutti lungo il secondo tratto della curva (punti verdi). Infatti, il valore medio 0.0138m, calcolato per gli spostamenti subiti dalla struttura soggetta ad un “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Occasionale*”, è più grande dello spostamento di snervamento della struttura, δ_y , imposto a 0.005m.

Nel caso di sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Raro*”, i punti arancioni, che rappresentano gli spostamenti registrati sulla struttura in tali condizioni, si dispongono lungo il secondo e il terzo tratto della curva. In più, osservando i valori di spostamento massimo riportati nelle precedenti tabelle, è possibile notare che alcuni di questi spostamenti sono maggiori dello spostamento ultimo ammissibile per il sistema di dispositivi isteretici, $\delta_u = 0.075\text{m}$. Lo spostamento medio, 0.0590m, perciò, è rappresentato da un valore elevato, superiore allo spostamento limite per il “livello prestazionale” di “*Life-Safe*”, 0.0525m. Per questo motivo la struttura non è in grado di soddisfare il “livello prestazionale” di “*Life-Safe*”.

Infine, considerando il caso di sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Molto Raro*” si può notare come i punti in rosso sono dislocati a grande distanza tra loro: investono il secondo ramo, il terzo ramo e dalle tabelle precedenti, si nota come alcuni di questi punti registrano dei valori di spostamento anche superiori allo spostamento ultimo del sistema di pilastri, circa pari a 0.010m. Questi punti non vengono riportati sul grafico, ma dal valore medio che si può calcolare, 0.0745m, si intuisce che ci si trova al limite del funzionamento della struttura, che raggiunge collasso.

Nella Figura 4.21 vengono riportate in grigio anche le due curve che descrivono, rispettivamente, il comportamento del sistema di pilastri (*Vertical Resisting System, VRS*), cioè del sistema progettato per resistere ai carichi verticali che, con la propria rigidità

laterale contribuisce a resistere anche i carichi orizzontali, e il comportamento del sistema resistente ai carichi orizzontali (*Lateral Resisting System, LRS*) costituito dai *dispositivi isteretici a forma di “stella”*.

Sia per il VRS che per l’LRS, plottando i rispettivi *punti di verifica* precedentemente definiti, si può notare la loro precisa sovrapposizione con le curve che descrivono i due sistemi

Questa è un’ulteriore verifica di quanto già ripetuto in precedenza: la curva di progetto della struttura nasce dalla somma della curva individuata per il sistema di pilastri e della curva individuata per il sistema resistente alle azioni orizzontali costituito dai *dispositivi isteretici a forma di “stella”* disposti tra il piano terra e il primo piano.

Come riportato anche nel case study descritto al capitolo 3, anche in questo caso è possibile proporre un confronto tra i valori di spostamento registrati sulla struttura in direzione x e i valori limite riportati nella normativa.

È possibile notare che lo spostamento limite da normativa allo *Stato Limite di Danno* è, comunque, superiore allo spostamento medio registrato in corrispondenza del “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*” e allo spostamento medio registrato in corrispondenza del “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Occasionale*”, quindi, in realtà, la verifica sarebbe soddisfatta. È, però, opportuno osservare che, presi singolarmente, non tutti i punti in verde, che rappresentano lo spostamento in corrispondenza del “*Terremoto Occasionale*”, sono inferiori al limite, riportato da normativa, corrispondente allo *Stato Limite di Danno* (“*Operational*”).

In più, tenendo conto del fatto che lo spostamento ultimo della sezione del pilastro in direzione debole è circa 0.10m, lo spostamento medio che si ha per il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Molto Raro*”, pari a 0.0745m, è più piccolo; bisogna tener conto, però, del fatto che c’è una grande dispersione di valori rispetto alla media, per cui, in realtà, come è possibile notare dalle precedenti tabelle relative allo spostamento del primo piano, alcuni spostamenti risultano essere superiori allo spostamento ultimo del sistema di pilastri.

In conclusione, l’utilizzo di 24 *dispositivi isteretici* con 10 stelle è totalmente insufficiente a garantire il rispetto degli *obiettivi prestazionali* imposti inizialmente sulla struttura, in relazione al determinato sito ad *alta sismicità* preso in esame. Infatti, non viene verificato

né il soddisfacimento del “livello prestazionale” di “Fully Operational” in corrispondenza del “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Frequente”, né il “livello prestazionale” di “Life-Safe” in corrispondenza del “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Raro”.

4.3.4.3. MODELLO IN DIREZIONE Y

Per quanto riguarda le modalità con cui si realizza il modello piano in direzione y, si rimanda al capitolo 3 (cfr. § 3.5.4), Le modellazioni degli elementi resistenti alle azioni orizzontali, attraverso degli NL-Link definiti Multilinear Plastic di tipo Kinematic, e dei pilastri, attraverso la definizione di cerniere plastiche è sempre la stessa.

I parametri con cui è stato schematizzato il diagramma Forze-Spostamenti degli otto elementi resistenti alle azioni orizzontali sono riportati in Tabella 4.138.

Tabella 4.138: Parametri con cui è stato schematizzato il diagramma Forze-Spostamenti degli otto elementi resistenti alle azioni orizzontali.

PARAMETRI: 8 LRCs	
rigidezza iniziale, K_1 [t/m]	19200
spostamento di snervamento, δ_y [m]	0.005
forza di snervamento, F_y [t]	96
spostamento, δ_h [m]	0.0525
forza, F_h [t]	100.8
spostamento ultimo [m]	0.075
forza ultima [t]	216

4.3.4.4. ANALISI DINAMICHE NON LINEARI DI TIPO TIME-HISTORY IN DIREZIONE Y

Si procede con la verifica della struttura in direzione y tramite delle analisi dinamiche non lineari di tipo *time-history*.

Il telaio piano verrà sollecitato con accelerogrammi spettro-compatibili al “*livello di intensità sismica*” che verrà di volta in volta preso in esame. Dal momento che il sito considerato è la città di Reggio Calabria, gli accelerogrammi che si utilizzano sono quelli ricavati con il software *REXEL v 3.1 beta*, secondo quanto già detto al paragrafo 4.3.2.2.

Le analisi *time-history* vengono condotte mantenendo separati i risultati che si ottengono per il sistema di 24 *dispositivi isteretici* con 10 stelle ciascuno e quelli che si ottengono sul sistema di pilastri; solo successivamente vengono sommati, in modo tale da ottenere i risultati della struttura. Infatti, la curva di progetto della struttura è data dalla somma della curva ottenuta per il sistema di pilastri e da quella ottenuta per il sistema di *dispositivi isteretici*. I *punti di verifica* per la struttura devono cadere sulla propria curva e devono soddisfare gli *obiettivi prestazionali* imposti.

Relativamente ai risultati che si ottengono dalle analisi *time-history* effettuate separatamente sul sistema di *dispositivi isteretici* e sul sistema di pilastri, si segue quanto descritto nei case studies precedenti: si considerano, perciò, sempre i massimi spostamenti in valore assoluto e le massime forze in valore assoluto per ciascun “*livello di intensità sismica*” imposto, secondo dei criteri analoghi (cfr. § 4.1.3.2.1. - § 4.1.3.2.2.).

4.3.4.4.1. Risultati delle analisi time-history dell'edificio con dispositivi isteretici con 20 stelle

4.3.4.4.1.1. Spostamento massimo del primo piano

Lo spostamento massimo considerato è lo stesso che si ottiene sia per il sistema di dispositivi isteretici, sia per il sistema di pilastri. Viene, quindi, preso tale spostamento per ciascun “*livello di intensità sismica*” considerato.

Per chiarezza, nelle Tabelle 4.139-4.142, si riportano i valori medi degli spostamenti massimi e minimi, registrati in ognuno dei sette nodi del primo piano, per ciascun sisma

appartenente a ciascun “livello di intensità sismica” considerato, e il corrispondente massimo in valore assoluto. Nell’ultima riga di ogni tabella si valuta il valore medio degli spostamenti massimi dell’edificio generati da ogni sisma.

Tabella 4.139: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Frequente*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase	CaseType	StepType	U1	massimo spostamento
Text	Text	Text	m	in valore assoluto
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Max	0.008409	
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Min	-0.005948	0.008409
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Max	0.004337	
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Min	-0.005355	0.005355
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Max	0.011946	
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Min	-0.010749	0.011946
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Max	0.008038	
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Min	-0.008566	0.008566
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Max	0.007793	
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Min	-0.006295	0.007793
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Max	0.003617	
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Min	-0.011888	0.011888
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Max	0.004838	
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Min	-0.010996	0.010996
spostamento medio [m]				0.009279

Tabella 4.140: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Occasionale*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase	CaseType	StepType	U1	massimo spostamento
Text	Text	Text	m	in valore assoluto
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Max	0.009362	
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Min	-0.009560	0.009560
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Max	0.015723	
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Min	-0.014681	0.015723
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Max	0.004211	
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Min	-0.010152	0.010152
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Max	0.010631	
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Min	-0.009335	0.010631
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Max	0.010730	
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Min	-0.012580	0.012580
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Max	0.015009	
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Min	-0.004492	0.015009
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Max	0.016795	
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Min	-0.011607	0.016795
spostamento medio [m]				0.012921

Tabella 4.141: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Raro*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Max	0.022273	
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Min	-0.034219	0.034219
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Max	0.063605	
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Min	-0.070395	0.070395
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Max	0.032765	
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Min	-0.084430	0.084430
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Max	0.046795	
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Min	-0.054470	0.054470
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Max	0.072151	
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Min	-0.066308	0.072151
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Max	0.058366	
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Min	-0.068866	0.068866
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Max	0.014518	
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Min	-0.013554	0.014518
spostamento medio [m]				0.057007

Tabella 4.142: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Molto Raro*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Max	0.023201	
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Min	-0.027674	0.027674
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Max	0.045843	
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Min	-0.063921	0.063921
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Max	0.041477	
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Min	-0.102694	0.102694
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Max	0.003828	
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Min	-0.080613	0.080613
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Max	0.052410	
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Min	-0.041727	0.052410
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Max	0.063307	
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Min	-0.064357	0.064357
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Max	0.033192	
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Min	-0.020012	0.033192
spostamento medio [m]				0.060694

4.3.4.4.1.2. Taglio complessivo alla base

Il valore di taglio complessivo alla base è dato dalla somma della forza totale registrata per il sistema di dispositivi e della forza totale del sistema di pilastri, che si ottengono, rispettivamente, come è stato sopra descritto. In realtà, questo valore è quello che si ottiene se si considera il taglio complessivo massimo in valore assoluto alla base della struttura

dovuto a ciascuno dei sette accelerogrammi spettro–compatibili con il “*livello di intensità sismica*” considerato di volta in volta.

Di seguito (tab. 4.143-4.146) si riportano i tagli complessivi massimo e minimo alla base della struttura, dovuti a ciascuno dei sette accelerogrammi spettro–compatibili con ciascun “*livello di intensità sismica*” considerato, e il corrispondente massimo in valore assoluto. Nell’ultima riga di ogni tabella si valuta il valore medio dei tagli massimi dell’edificio generati da ogni sisma.

Tabella 4.143: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	massima reazione alla base
Text	Text	Text	Tonf	in valore assoluto
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Max	320.0077	
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Min	-333.8757	333.8757
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Max	316.6663	
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Min	-293.3031	316.6663
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Max	347.0631	
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Min	-353.8114	353.8114
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Max	334.7615	
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Min	-331.7841	334.7615
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Max	321.9607	
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Min	-330.4061	330.4061
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Max	353.4814	
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Min	-300.1527	353.4814
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Max	348.4549	
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Min	-312.8976	348.4549
taglio medio [t]				338.7796

Tabella 4.144: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Occasionale*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	massima reazione alla base
Text	Text	Text	Tonf	in valore assoluto
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Max	340.3602	
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Min	-339.2489	340.3602
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Max	369.2259	
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Min	-375.0985	375.0985
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Max	343.7007	
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Min	-308.8609	343.7007
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Max	339.0971	
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Min	-346.4008	346.4008
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Max	357.3817	
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Min	-346.9581	357.3817
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Max	307.2580	
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Min	-371.0741	371.0741
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Max	351.8996	
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Min	-381.1361	381.1361
taglio medio [t]				359.3074

Tabella 4.145: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Raro*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Max	479.3374	
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Min	-412.0085	479.3374
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Max	752.6736	
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Min	-838.5420	838.5420
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Max	1063.7581	
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Min	-471.1416	1063.7581
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Max	593.8212	
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Min	-521.0963	593.8212
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Max	784.6597	
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Min	-865.2510	865.2510
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Max	814.9299	
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Min	-705.7347	814.9299
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Max	362.8694	
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Min	-368.3032	368.3032
taglio medio [t]				717.7061

Tabella 4.146: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Molto Raro*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Max	442.4528	
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Min	-417.2394	442.4528
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Max	738.6452	
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Min	-484.5886	738.6452
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Max	1352.1591	
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Min	-520.2397	1352.1591
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Max	1000.3605	
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Min	-240.9330	1000.3605
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Max	521.6481	
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Min	-563.3360	563.3360
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Max	745.7296	
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Min	-733.5629	745.7296
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Max	399.2661	
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Min	-473.5496	473.5496
taglio medio [t]				759.4618

4.3.4.4.1.3. Punti di verifica sulla Mappa dei Comportamenti della struttura nel diagramma Forze-Spostamenti

Nei paragrafi precedenti (cfr. § 4.3.4.4.1.1. – 4.3.4.4.1.2.) sono stati determinati dei “*punti di verifica*” per la struttura. Essi sono individuati dal massimo spostamento in valore assoluto del primo piano in funzione del taglio complessivo massimo in valore assoluto alla base, per ogni sisma con cui è stato sollecitato l’edificio per ciascuno dei “*livelli di intensità sismica*” considerati. Tali *punti di verifica* coincidono con la somma, a parità di

spostamento, dei *punti di verifica* ottenuti per il sistema di dispositivi e per il sistema di pilastri.

Si decide di plottare questi punti (*punti di verifica*) sulla *Mappa dei Comportamenti* della struttura nel diagramma Forze–Spostamenti per verificare che intercettino la curva di progetto della struttura al fine di soddisfare degli “*obiettivi prestazionali*”, per il particolare sito considerato.

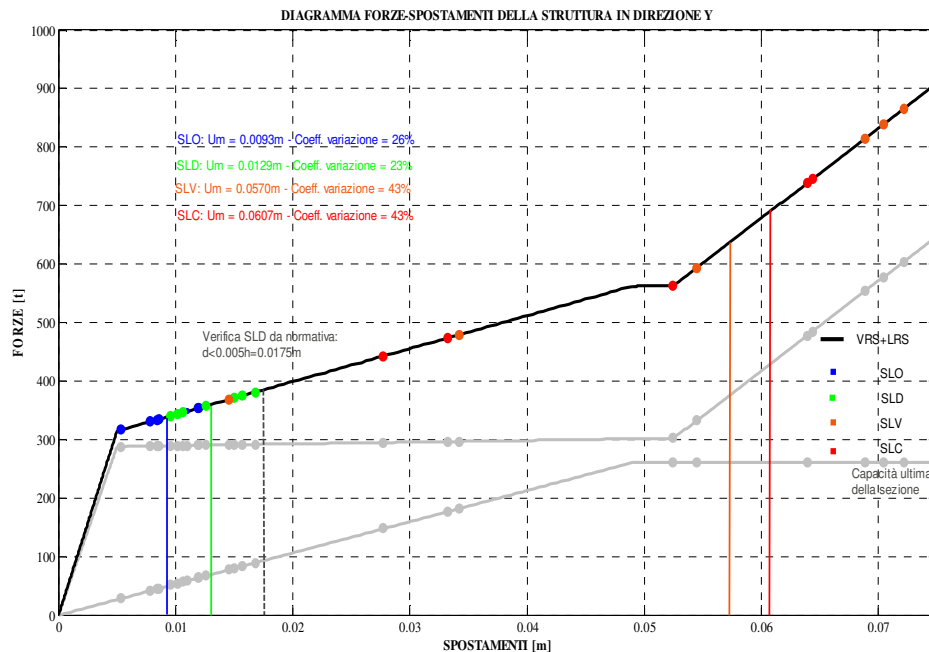


Figura 4.22 – Verifica della struttura in direzione y sulla Mappa dei comportamenti nel diagramma Forze-Spostamenti.

Dalla Figura 4.22 è facile osservare che i *punti di verifica* si sovrappongono perfettamente alla curva di progetto della struttura.

I punti blu rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*”; i punti verdi rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Occasionale*”; i punti arancioni rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Raro*”; i punti rossi rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Molto Raro*”.

Le linee verticali degli stessi colori mostrano i punti medi di ciascun livello di intensità sismica considerato.

Quando la struttura viene sollecitata da dei sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Frequente*” (punti blu) non è assolutamente in grado di soddisfare il “livello prestazionale” di “*Fully Operational*” in quanto si trova completamente allo stato di plasticizzazione. Infatti, tutti i punti in blu sono disposti lungo il secondo tratto della curva e il valore medio 0.0093m, calcolato per gli spostamenti subiti dalla struttura soggetta ad un “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Frequente*”, si dispone oltre lo spostamento di snervamento della struttura, $\delta_y = 0.005\text{m}$.

Nel caso di sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Occasionale*” gli spostamenti che subisce la struttura continuano a disporsi tutti lungo il secondo tratto della curva (punti verdi). Infatti, il valore medio 0.0129m, calcolato per gli spostamenti subiti dalla struttura soggetta ad un “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Occasionale*”, è più grande dello spostamento di snervamento della struttura, δ_y , imposto a 0.005m.

Nel caso di sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Raro*”, i punti arancioni, che rappresentano gli spostamenti registrati sulla struttura in tali condizioni, si dispongono lungo il secondo e il terzo tratto della curva. In più, osservando i valori di spostamento massimo riportati nelle precedenti tabelle, è possibile notare che alcuni di questi spostamenti si avvicinano molto allo spostamento ultimo ammissibile per il sistema di *dispositivi isteretici*, $\delta_u = 0.075\text{m}$. Lo spostamento medio, 0.0570m, perciò, è rappresentato da un valore elevato, superiore allo spostamento limite per il “livello prestazionale” di “*Life-Safe*”, 0.0525m. Per questo motivo la struttura non è in grado di soddisfare il “livello prestazionale” di “*Life-Safe*”.

Infine, considerando il caso di sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Molto Raro*” si può notare come i punti in rosso sono dislocati a grande distanza tra loro: investono il secondo ramo, il terzo ramo e, dalle tabelle precedenti, si nota come alcuni di questi punti registrano dei valori di spostamento anche superiori allo spostamento ultimo del sistema di pilastri, circa pari a 0.010m. Questi punti non vengono riportati sul grafico, perché sono oltre il collasso della struttura, ma si considera il valore medio 0.0607m.

Nella Figura 4.22 vengono riportate in grigio anche le due curve che descrivono, rispettivamente, il comportamento del sistema di pilastri (*Vertical Resisting System, VRS*), cioè del sistema progettato per resistere ai carichi verticali che, con la propria rigidità

laterale contribuisce a resistere anche i carichi orizzontali, e il comportamento del sistema resistente ai carichi orizzontali (*Lateral Resisting System, LRS*) costituito dai *dispositivi isteretici a forma di “stella”*.

Sia per il VRS che per l’LRS, plottando i rispettivi *punti di verifica* precedentemente definiti, si può notare la loro precisa sovrapposizione con le curve che descrivono i due sistemi

Questa è un’ulteriore verifica di quanto già ripetuto in precedenza: la curva di progetto della struttura nasce dalla somma della curva individuata per il sistema di pilastri e della curva individuata per il sistema resistente alle azioni orizzontali costituito dai *dispositivi isteretici a forma di “stella”* disposti tra il piano terra e il primo piano.

Come riportato anche nel case study descritto al capitolo 3, anche in questo caso è possibile proporre un confronto tra i valori di spostamento registrati sulla struttura in direzione y e i valori limite riportati nella normativa.

È possibile notare che lo spostamento limite da normativa allo *Stato Limite di Danno* è, comunque, superiore allo spostamento medio registrato in corrispondenza del “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*” e allo spostamento medio registrato in corrispondenza del “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Occasionale*”, quindi, la verifica è soddisfatta.

In più, tenendo conto del fatto che lo spostamento ultimo della sezione del pilastro in direzione debole è circa 0.10m, lo spostamento medio che si ha per il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Molto Raro*”, pari a 0.0607m, è più piccolo; bisogna tener conto, però, del fatto che c’è una grande dispersione di valori rispetto alla media, per cui, in realtà, come è possibile notare dalle precedenti tabelle relative allo spostamento del primo piano, alcuni spostamenti risultano essere superiori allo spostamento ultimo del sistema di pilastri.

In conclusione, l’utilizzo di 24 *dispositivi isteretici* con 10 stelle è totalmente insufficiente a garantire il rispetto degli *obiettivi prestazionali* imposti inizialmente sulla struttura, in relazione al determinato sito ad *alta sismicità* preso in esame. Infatti, non viene verificato né il soddisfacimento del “*livello prestazionale*” di “*Fully Operational*” in corrispondenza del “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*”, né il “*livello*

prestazionale” di “*Life-Safe*” in corrispondenza del “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Raro*”.

Confrontando i due modelli di telaio piano, quello per la direzione x e quello per la direzione y, si nota che si impiegano lo stesso numero di pilastri e lo stesso numero di *dispositivi isteretici*. Si evidenzia, però, il fatto che aumenta la rigidità alla traslazione orizzontale del sistema dei pilastri.

Sostanzialmente, quindi, gli spostamenti medi che si ottengono per ciascun “*livello di intensità sismica*” considerato sulla struttura sono molto simili, in quanto il numero di *dispositivi isteretici* impiegato è sempre lo stesso in entrambe le direzioni. È possibile, però, evidenziare un lieve abbassamento degli spostamenti nel caso del modello piano della struttura in direzione y. Questo è dovuto al fatto che, in questo caso, pur avendo sempre lo stesso numero di pilastri, cambia la disposizione della loro sezione, secondo la propria direzione forte.

4.3.5. LRS COSTITUITO DA 24 DISPOSITIVI ISTERETICI CON 30 STELLE

Sia in direzione x, che in direzione y si impiegano 24 *dispositivi isteretici* con 30 stelle che vengono disposti tra piano terra e primo piano della struttura presa in esame.

Il legame costitutivo del singolo *dispositivo isteretico* è già stato descritto al paragrafo 4.1.5. In più, sono già state definite le caratteristiche fondamentali dello specifico sistema resistente alle azioni orizzontali ed è stata già descritta la loro disposizione all'interno dell'edificio in entrambe le direzioni (cfr. § 4.1.5.1.- § 4.1.5.2.).

4.3.6. ANALISI E VERIFICA DELLA STRUTTURA

La struttura considerata è sempre la stessa descritta nel capitolo 3 e i modelli del telaio piano in direzione x e in direzione y si ottengono allo stesso modo.

4.3.6.1. MODELLO IN DIREZIONE X

Per quanto riguarda le modalità con cui si realizza il modello piano in direzione x, si rimanda al capitolo 3 (cfr. § 3.5.1), Le modellazioni degli elementi resistenti alle azioni

orizzontali, attraverso degli NL-Link definiti Multilinear Plastic di tipo Kinematic, e dei pilastri, attraverso la definizione di cerniere plastiche è sempre la stessa.

I parametri con cui è stato schematizzato il diagramma Forze-Spostamenti dei quattro elementi resistenti alle azioni orizzontali sono riportati in Tabella 4.147.

Tabella 4.147: Parametri con cui è stato schematizzato il diagramma Forze-Spostamenti dei quattro elementi resistenti alle azioni orizzontali.

PARAMETRI: 4 LRCs	
rigidezza iniziale, K_1 [t/m]	28800
spostamento di snervamento, δ_y [m]	0.005
forza di snervamento, F_y [t]	144
spostamento, δ_h [m]	0.0525
forza, F_h [t]	151.2
spostamento ultimo [m]	0.075
forza ultima [t]	324

4.3.6.2. ANALISI DINAMICHE NON LINEARI DI TIPO TIME-HISTORY IN DIREZIONE X

Si procede con la verifica della struttura in direzione x tramite delle analisi dinamiche non lineari di tipo *time-history*.

Il telaio piano verrà sollecitato con accelerogrammi spettro-compatibili al “livello di intensità sismica” che verrà di volta in volta preso in esame. Dal momento che il sito considerato è la città di Reggio Calabria, gli accelerogrammi che si utilizzano sono quelli ricavati con il software *REXEL v 3.1 beta*, secondo quanto già detto al paragrafo 4.3.2.2.

Le analisi time-history vengono condotte mantenendo separati i risultati che si ottengono per il sistema di 24 *dispositivi isteretici* con 30 stelle ciascuno e quelli che si ottengono sul sistema di pilastri; solo successivamente vengono sommati, in modo tale da ottenere i risultati della struttura. Infatti, la curva di progetto della struttura è data dalla somma della curva ottenuta per il sistema di pilastri e da quella ottenuta per il sistema di *dispositivi*

isteretici. I *punti di verifica* per la struttura devono cadere sulla propria curva e devono soddisfare gli *obiettivi prestazionali* imposti.

Relativamente ai risultati che si ottengono dalle analisi time-history effettuate separatamente sul sistema di *dispositivi isteretici* e sul sistema di pilastri, si segue quanto descritto nei case studies precedenti: si considerano, perciò, sempre i massimi spostamenti in valore assoluto e le massime forze in valore assoluto per ciascun “*livello di intensità sismica*” imposto, secondo dei criteri analoghi (cfr. § 4.1.3.2.1. - § 4.1.3.2.2.).

4.3.6.2.1. Risultati delle analisi time-history dell’edificio con dispositivi isteretici con 30 stelle

4.3.6.2.1.1. Spostamento massimo del primo piano

Lo spostamento massimo considerato è lo stesso che si ottiene sia per il sistema di dispositivi isteretici, sia per il sistema di pilastri. Viene, quindi, preso tale spostamento per ciascun “*livello di intensità sismica*” considerato.

Per chiarezza, nelle Tabelle 4.148-4.151, si riportano i valori medi degli spostamenti massimi e minimi, registrati in ognuno dei sette nodi del primo piano, per ciascun sisma appartenente a ciascun “*livello di intensità sismica*” considerato, e il corrispondente massimo in valore assoluto. Nell’ultima riga di ogni tabella si valuta il valore medio degli spostamenti massimi dell’edificio generati da ogni sisma.

Tabella 4.148: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Frequente*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Max	0.002416	
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Min	-0.002477	0.002477
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Max	0.004443	
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Min	-0.004266	0.004443
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Max	0.004275	
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Min	-0.004102	0.004275
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Max	0.003323	
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Min	-0.003462	0.003462
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Max	0.004631	
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Min	-0.005774	0.005774
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Max	0.002494	
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Min	-0.003678	0.003678
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Max	0.004705	
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Min	-0.004890	0.004890
spostamento medio [m]				0.004143

Tabella 4.149: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Occasionale*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Max	0.003902	
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Min	-0.003525	0.003902
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Max	0.006885	
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Min	-0.005885	0.006885
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Max	0.004850	
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Min	-0.004838	0.004850
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Max	0.004602	
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Min	-0.004804	0.004804
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Max	0.005119	
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Min	-0.005039	0.005119
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Max	0.002334	
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Min	-0.002968	0.002968
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Max	0.005535	
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Min	-0.005684	0.005684
spostamento medio [m]				0.004887

Tabella 4.150: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Raro*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Max	0.007285	
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Min	-0.012434	0.012434
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Max	0.005314	
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Min	-0.009656	0.009656
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Max	0.023584	
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Min	-0.005992	0.023584
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Max	0.017123	
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Min	-0.007212	0.017123
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Max	0.007490	
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Min	-0.024591	0.024591
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Max	0.021671	
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Min	-0.003464	0.021671
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Max	0.008753	
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Min	-0.010598	0.010598
spostamento medio [m]				0.017094

Tabella 4.151: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Molto Raro*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Max	0.007813	
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Min	-0.016634	0.016634
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Max	0.017151	
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Min	-0.026277	0.026277
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Max	0.025484	
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Min	-0.012634	0.025484
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Max	0.039035	
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Min	-0.004930	0.039035
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Max	0.011941	
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Min	-0.013039	0.013039
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Max	0.031091	
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Min	-0.028261	0.031091
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Max	0.020693	
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Min	-0.016280	0.020693
spostamento medio [m]				0.024608

4.3.6.2.1.2. Taglio complessivo alla base

Il valore di taglio complessivo alla base è dato dalla somma della forza totale registrata per il sistema di dispositivi e della forza totale del sistema di pilastri, che si ottengono, rispettivamente, come è stato sopra descritto. In realtà, questo valore è quello che si ottiene se si considera il taglio complessivo massimo in valore assoluto alla base della struttura

dovuto a ciascuno dei sette accelerogrammi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” considerato di volta in volta.

Di seguito (tab. 4.152-4.155) si riportano i tagli complessivi massimo e minimo alla base della struttura, dovuti a ciascuno dei sette accelerogrammi spettro-compatibili con ciascun “livello di intensità sismica” considerato, e il corrispondente massimo in valore assoluto. Nell’ultima riga di ogni tabella si valuta il valore medio degli spostamenti massimi dell’edificio generati da ogni sisma.

Tabella 4.152: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Frequente*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Max	430.3491	430.3491
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Min	-419.6520	
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Max	741.0234	771.7180
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Min	-771.7180	
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Max	712.6216	742.6580
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Min	-742.6580	
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Max	601.4935	601.4935
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Min	-577.2808	
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Max	875.5219	875.5219
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Min	-842.4473	
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Max	639.0789	639.0789
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Min	-433.3217	
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Max	779.8208	817.3404
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Min	-817.3404	
taglio medio [t]				696.8800

Tabella 4.153: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Occasionale*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Max	612.4907	677.8583
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Min	-677.8583	
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Max	875.7759	878.5590
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Min	-878.5590	
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Max	840.5501	842.5345
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Min	-842.5345	
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Max	834.6378	834.6378
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Min	-799.5573	
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Max	866.9378	872.1032
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Min	-872.1032	
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Max	515.6729	515.6729
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Min	-405.4976	
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Max	875.2177	875.2177
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Min	-874.8037	
taglio medio [t]				785.2262

Tabella 4.154: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Raro*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Max	893.9726	
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Min	-879.6639	893.9726
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Max	886.2548	
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Min	-874.1896	886.2548
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Max	876.0804	
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Min	-924.9532	924.9532
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Max	879.4649	
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Min	-907.0017	907.0017
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Max	927.7512	
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Min	-880.2351	927.7512
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Max	860.0213	
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Min	-919.6204	919.6204
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Max	888.8748	
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Min	-883.7453	888.8748
taglio medio [t]				906.9184

Tabella 4.155: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Molto Raro*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Max	905.6395	
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Min	-881.1316	905.6395
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Max	932.4328	
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Min	-907.0785	932.4328
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Max	894.5252	
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Min	-930.2306	930.2306
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Max	855.5732	
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Min	-967.8813	967.8813
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Max	895.6531	
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Min	-892.6008	895.6531
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Max	937.9452	
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Min	-945.8062	945.8062
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Max	904.6553	
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Min	-916.9246	916.9246
taglio medio [t]				927.7954

4.3.6.2.1.3. Punti di verifica sulla Mappa dei Comportamenti della struttura nel diagramma Forze-Spostamenti

Nei paragrafi precedenti (cfr. § 4.3.6.2.1.1. – 4.3.6.2.1.4.) sono stati determinati dei “*punti di verifica*” per la struttura. Essi sono individuati dal massimo spostamento in valore assoluto del primo piano in funzione del taglio complessivo massimo in valore assoluto alla base, per ogni sisma con cui è stato sollecitato l’edificio per ciascuno dei “*livelli di intensità sismica*” considerati. Tali *punti di verifica* coincidono con la somma, a parità di

spostamento, dei *punti di verifica* ottenuti per il sistema di dispositivi e per il sistema di pilastri.

Si decide di plottare questi punti (*punti di verifica*) sulla *Mapa dei Comportamenti* della struttura nel diagramma Forze–Spostamenti per verificare che intercettino la curva di progetto della struttura al fine di soddisfare degli “*obiettivi prestazionali*”, per il particolare sito considerato.

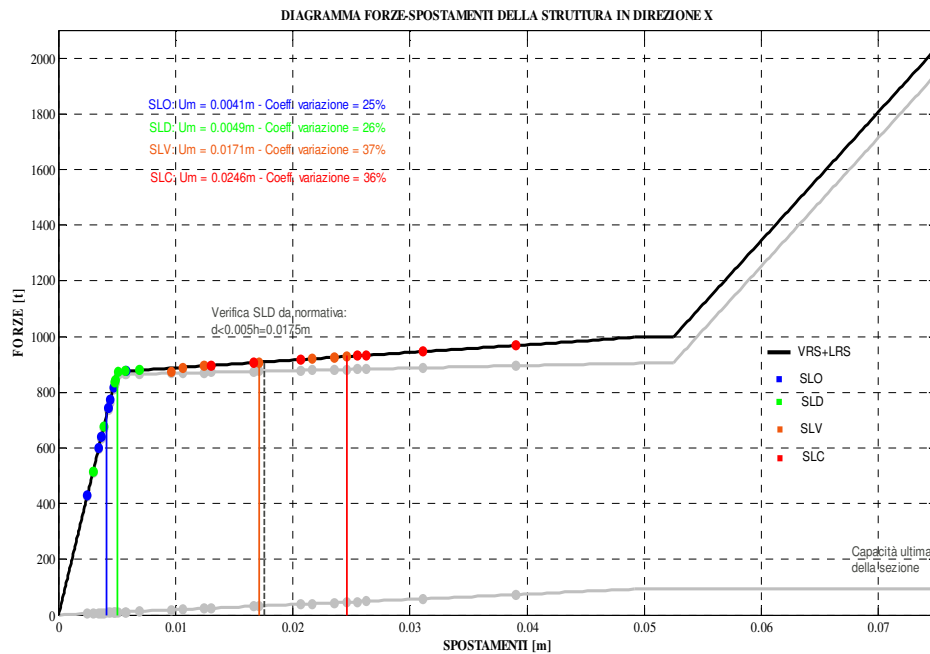


Figura 4.23 – Verifica della struttura in direzione x sulla Mapa dei comportamenti nel diagramma Forze-Spostamenti.

Dalla Figura 4.23 è facile osservare che i punti di verifica si sovrappongono perfettamente alla curva di progetto della struttura.

I punti blu rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*”; i punti verdi rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Occasionale*”; i punti arancioni rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Raro*”; i punti rossi rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Molto Raro*”.

Le linee verticali degli stessi colori mostrano i punti medi di ciascun livello di intensità sismica considerato.

Quando la struttura viene sollecitata da dei sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Frequente*” (punti blu) è in grado di soddisfare il “livello prestazionale” di “*Fully Operational*”, in quanto si trova pienamente in campo elastico lineare. Infatti, tutti i punti in blu sono disposti lungo il primo tratto della curva e il valore medio, 0.0041m, calcolato per gli spostamenti subiti dalla struttura soggetta ad un “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Frequente*”, si dispone prima dello spostamento di snervamento della struttura, $\delta_y = 0.005\text{m}$.

Nel caso di sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Occasionale*” la struttura è al limite del campo elastico-lineare, in quanto i punti verdi si dispongono per la maggior parte lungo il primo tratto della curva, ma in parte investono anche il secondo ramo. In realtà, si potrebbe affermare che non viene soddisfatto il “livello prestazionale” di “*Operational*” in corrispondenza del “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Occasionale*”, ma, se si considera il valore medio di tali spostamenti, 0.0049m, esso si mantiene inferiore, se pur di poco, al limite di snervamento della struttura, δ_y , imposto a 0.005m.

Nel caso di sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Raro*”, la struttura è in grado di soddisfare il “livello prestazionale” di “*Life-Safe*”. Infatti, lo spostamento medio, 0.0171m, è più piccolo dello spostamento limite per il “livello prestazionale” di “*Life-Safe*”, 0.0525m.

Infine, nel caso di sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Molto Raro*” gli spostamenti registrati sulla struttura si mantengono tutti lungo il secondo ramo. Il valore medio degli spostamenti, in questo caso, è pari a 0.0246m ed è più piccolo di 0.0525m, perciò il “livello prestazionale” di “*Life-Safe*” continua ad essere pienamente soddisfatto anche nel caso di “*Terremoto Molto Raro*”.

Nella Figura 4.23 vengono riportate in grigio anche le due curve che descrivono, rispettivamente, il comportamento del sistema di pilastri (*Vertical Resisting System, VRS*), cioè del sistema progettato per resistere ai carichi verticali che, con la propria rigidità laterale contribuisce a resistere anche i carichi orizzontali, e il comportamento del sistema resistente ai carichi orizzontali (*Lateral Resisting System, LRS*) costituito dai *dispositivi isteretici a forma di “stella”*.

Sia per il VRS che per l'LRS, plottando i rispettivi *punti di verifica* precedentemente definiti, si può notare la loro precisa sovrapposizione con le curve che descrivono i due sistemi

Questa è un'ulteriore verifica di quanto già ripetuto in precedenza: la curva di progetto della struttura nasce dalla somma della curva individuata per il sistema di pilastri e della curva individuata per il sistema resistente alle azioni orizzontali costituito dai *dispositivi isteretici a forma di "stella"* disposti tra il piano terra e il primo piano.

Come riportato anche nel case study descritto al capitolo 3, anche in questo caso è possibile proporre un confronto tra i valori di spostamento registrati sulla struttura in direzione x e i valori limite riportati nella normativa.

È possibile notare che lo spostamento da normativa allo *Stato Limite di Danno* è superiore allo spostamento medio registrato in corrispondenza del "*livello di intensità sismica*" definito "*Terremoto Occasionale*", poiché il limite di 0.0175m è superiore a 0.0171m; a maggior ragione è più grande anche dello spostamento che si ha in corrispondenza del "*livello di intensità sismica*" definito "*Terremoto Frequente*".

In più, tenendo conto del fatto che lo spostamento ultimo calcolato per la sezione del pilastro in direzione debole è circa 0.10m, lo spostamento medio che si ha per il "*livello di intensità sismica*" definito "*Terremoto Molto Raro*", pari a 0.0246m, è sicuramente molto più piccolo, quindi la verifica è soddisfatta anche da questo punto di vista.

In conclusione, l'utilizzo di 24 *dispositivi isteretici* con 30 stelle, nel complesso, è sufficiente a garantire il rispetto degli *obiettivi prestazionali* imposti inizialmente sulla struttura, in relazione al determinato sito ad *alta sismicità* preso in esame.

4.3.6.3. MODELLO IN DIREZIONE Y

Per quanto riguarda le modalità con cui si realizza il modello piano in direzione y, si rimanda al capitolo 3 (cfr. § 3.5.4), Le modellazioni degli elementi resistenti alle azioni orizzontali, attraverso degli NL-Link definiti Multilinear Plastic di tipo Kinematic, e dei pilastri, attraverso la definizione di cerniere plastiche è sempre la stessa.

I parametri con cui è stato schematizzato il diagramma Forze-Spostamenti degli otto elementi resistenti alle azioni orizzontali sono riportati in Tabella 4.156.

Tabella 4.156: Parametri con cui è stato schematizzato il diagramma Forze-Spostamenti degli otto elementi resistenti alle azioni orizzontali.

PARAMETRI: 8 LRCs	
rigidezza iniziale, K_1 [t/m]	57600
spostamento di snervamento, δ_y [m]	0.005
forza di snervamento, F_y [t]	288
spostamento, δ_h [m]	0.0525
forza, F_h [t]	302.4
spostamento ultimo [m]	0.075
forza ultima [t]	648

4.3.6.4. ANALISI DINAMICHE NON LINEARI DI TIPO TIME-HISTORY IN DIREZIONE Y

Si procede con la verifica della struttura in direzione x tramite delle analisi dinamiche non lineari di tipo *time-history*.

Il telaio piano verrà sollecitato con accelerogrammi spettro-compatibili al “*livello di intensità sismica*” che verrà di volta in volta preso in esame. Dal momento che il sito considerato è la città di Reggio Calabria, gli accelerogrammi che si utilizzano sono quelli ricavati con il software *REXEL v 3.1 beta*, secondo quanto già detto al paragrafo 4.3.2.2.

Le analisi *time-history* vengono condotte mantenendo separati i risultati che si ottengono per il sistema di 24 *dispositivi isteretici* con 30 stelle ciascuno e quelli che si ottengono sul sistema di pilastri; solo successivamente vengono sommati, in modo tale da ottenere i risultati della struttura. Infatti, la curva di progetto della struttura è data dalla somma della curva ottenuta per il sistema di pilastri e da quella ottenuta per il sistema di *dispositivi isteretici*. I *punti di verifica* per la struttura devono cadere sulla propria curva e devono soddisfare gli *obiettivi prestazionali* imposti.

Relativamente ai risultati che si ottengono dalle analisi *time-history* effettuate separatamente sul sistema di *dispositivi isteretici* e sul sistema di pilastri, si segue quanto descritto nei case studies precedenti: si considerano, perciò, sempre i massimi spostamenti

in valore assoluto e le massime forze in valore assoluto per ciascun “livello di intensità sismica” imposto, secondo dei criteri analoghi (cfr. § 4.1.3.2.1. - § 4.1.3.2.2.).

4.3.6.4.1. Risultati delle analisi time-history dell’edificio con dispositivi isteretici con 20 stelle

4.3.6.4.1.1. Spostamento massimo del primo piano

Lo spostamento massimo considerato è lo stesso che si ottiene sia per il sistema di *dispositivi isteretici*, sia per il sistema di pilastri. Viene, quindi, preso tale spostamento per ciascun “livello di intensità sismica” considerato.

Per chiarezza, nelle Tabelle 4.157-4.160, si riportano i valori medi degli spostamenti massimi e minimi, registrati in ognuno dei sette nodi del primo piano, per ciascun sisma appartenente a ciascun “livello di intensità sismica” considerato, e il corrispondente massimo in valore assoluto. Nell’ultima riga di ogni tabella si valuta il valore medio degli spostamenti massimi dell’edificio generati da ogni sisma.

Tabella 4.157: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Frequente*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Max	0.002300	
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Min	-0.002359	0.002359
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Max	0.004323	
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Min	-0.004233	0.004323
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Max	0.004522	
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Min	-0.004051	0.004522
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Max	0.003300	
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Min	-0.003396	0.003396
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Max	0.004415	
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Min	-0.005417	0.005417
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Max	0.002399	
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Min	-0.003596	0.003596
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Max	0.004385	
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Min	-0.004247	0.004385
spostamento medio [m]				0.004000

Tabella 4.158: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Occasionale*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Max	0.003672	
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Min	-0.003340	0.003672
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Max	0.006578	
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Min	-0.005823	0.006578
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Max	0.004419	
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Min	-0.004513	0.004513
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Max	0.004211	
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Min	-0.004474	0.004474
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Max	0.004935	
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Min	-0.004930	0.004935
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Max	0.002302	
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Min	-0.002940	0.002940
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Max	0.005122	
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Min	-0.005881	0.005881
spostamento medio [m]				0.004713

Tabella 4.159: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Raro*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Max	0.007086	
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Min	-0.012948	0.012948
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Max	0.005096	
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Min	-0.009730	0.009730
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Max	0.022883	
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Min	-0.006090	0.022883
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Max	0.015402	
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Min	-0.006544	0.015402
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Max	0.010764	
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Min	-0.021592	0.021592
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Max	0.019559	
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Min	-0.003371	0.019559
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Max	0.009350	
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Min	-0.010055	0.010055
spostamento medio [m]				0.016024

Tabella 4.160: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Molto Raro”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Max	0.009435	
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Min	-0.015138	0.015138
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Max	0.015186	
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Min	-0.023934	0.023934
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Max	0.027185	
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Min	-0.009588	0.027185
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Max	0.027776	
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Min	-0.004920	0.027776
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Max	0.011471	
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Min	-0.012520	0.012520
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Max	0.026265	
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Min	-0.023274	0.026265
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Max	0.020409	
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Min	-0.016765	0.020409
spostamento medio [m]				0.021890

4.3.6.4.1.2. Taglio complessivo alla base

Il valore di taglio complessivo alla base è dato dalla somma della forza totale registrata per il sistema di dispositivi e della forza totale del sistema di pilastri, che si ottengono, rispettivamente, come è stato sopra descritto. In realtà, questo valore è quello che si ottiene se si considera il taglio complessivo massimo in valore assoluto alla base della struttura dovuto a ciascuno dei sette accelerogrammi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” considerato di volta in volta.

Di seguito (tab. 4.161-4.164) si riportano i tagli complessivi massimo e minimo alla base della struttura, dovuti a ciascuno dei sette accelerogrammi spettro–compatibili con ciascun “livello di intensità sismica” considerato, e il corrispondente massimo in valore assoluto. Nell’ultima riga di ogni tabella si valuta il valore medio degli spostamenti massimi dell’edificio generati da ogni sisma.

Tabella 4.161: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Frequente*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Max	420.2512	420.2512
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Min	-409.6564	
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Max	753.9678	770.0705
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Min	-770.0705	
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Max	721.6175	805.4913
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Min	-805.4913	
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Max	604.9090	604.9090
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Min	-587.7988	
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Max	893.2639	893.2639
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Min	-837.0362	
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Max	640.5581	640.5581
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Min	-427.3442	
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Max	756.4630	781.0535
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Min	-781.0535	
taglio medio [t]				702.2282

Tabella 4.162: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Occasionale*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Max	594.9666	654.0907
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Min	-654.0907	
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Max	895.7981	900.5104
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Min	-900.5104	
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Max	803.8792	803.8792
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Min	-787.2571	
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Max	796.9447	796.9447
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Min	-750.0720	
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Max	878.1609	879.0805
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Min	-879.0805	
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Max	523.7092	523.7092
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Min	-410.0957	
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Max	896.1651	896.1651
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Min	-891.4235	
taglio medio [t]				779.1971

Tabella 4.163: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Raro”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Max	940.2755	940.2755
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Min	-903.6858	
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Max	920.1859	920.1859
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Min	-891.2653	
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Max	897.4681	1002.2889
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Min	-1002.2889	
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Max	900.3030	955.5950
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Min	-955.5950	
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Max	994.2316	994.2316
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Min	-926.6456	
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Max	864.0566	981.5436
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Min	-981.5436	
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Max	922.2153	922.2153
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Min	-917.8182	
taglio medio [t]				959.4765

Tabella 4.164: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Molto Raro”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Max	953.9474	953.9474
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Min	-918.3486	
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Max	1008.8513	1008.8513
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Min	-954.2447	
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Max	919.2998	1029.1435
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Min	-1029.1435	
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Max	876.4760	1032.8361
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Min	-1032.8361	
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Max	937.6028	937.6028
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Min	-931.0548	
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Max	1004.7343	1023.4055
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Min	-1023.4055	
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Max	964.1046	986.8510
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Min	-986.8510	
taglio medio [t]				996.0911

4.3.6.4.1.3. Punti di verifica sulla Mappa dei Comportamenti della struttura nel diagramma Forze-Spostamenti

Nei paragrafi precedenti (cfr. § 4.3.6.4.1.1. – 4.3.6.4.1.2.) sono stati determinati dei “punti di verifica” per la struttura. Essi sono individuati dal massimo spostamento in valore assoluto del primo piano in funzione del taglio complessivo massimo in valore assoluto alla base, per ogni sisma con cui è stato sollecitato l’edificio per ciascuno dei “livelli di intensità sismica” considerati. Tali *punti di verifica* coincidono con la somma, a parità di

spostamento, dei *punti di verifica* ottenuti per il sistema di dispositivi e per il sistema di pilastri.

Si decide di plottare questi punti (*punti di verifica*) sulla *Mapa dei Comportamenti* della struttura nel diagramma Forze–Spostamenti per verificare che intercettino la curva di progetto della struttura determinata al fine di soddisfare degli “*obiettivi prestazionali*”, per il particolare sito considerato.

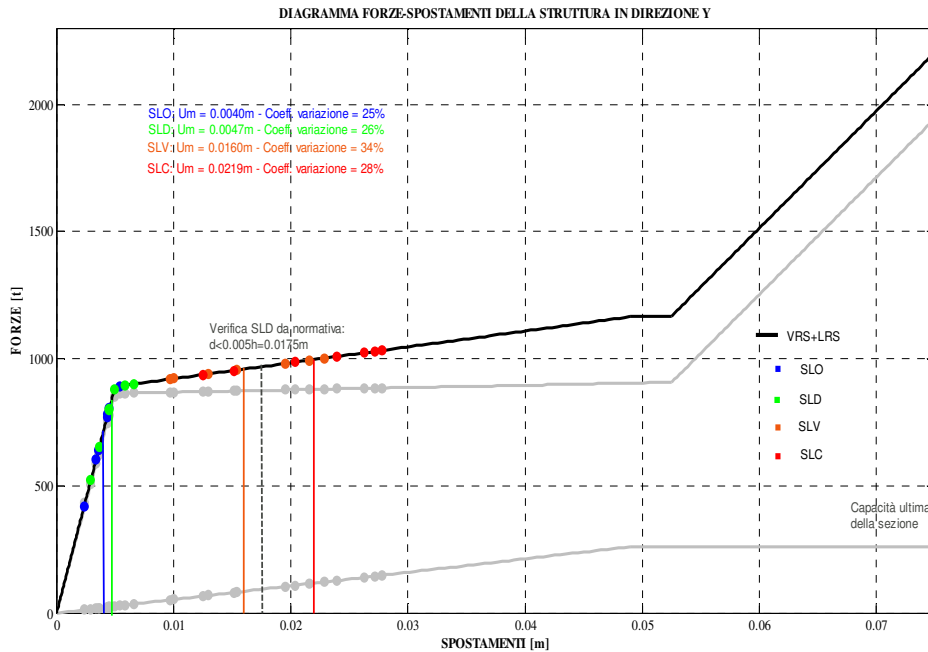


Figura 4.24 – Verifica della struttura in direzione y sulla Mapa dei comportamenti nel diagramma Forze-Spostamenti.

Dalla Figura 4.24 è facile osservare che i *punti di verifica* si sovrappongono perfettamente alla curva di progetto della struttura.

I punti blu rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*”; i punti verdi rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Occasionale*”; i punti arancioni rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Raro*”; i punti rossi rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Molto Raro*”.

Le linee verticali degli stessi colori mostrano i punti medi di ciascun livello di intensità sismica considerato.

Quando la struttura viene sollecitata da dei sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Frequente*” (punti blu) è in grado di soddisfare il “livello prestazionale” di “*Fully Operational*”, in quanto si trova pienamente in campo elastico lineare. Infatti, tutti i punti in blu sono disposti lungo il primo tratto della curva e il valore medio, 0.0040m, calcolato per gli spostamenti subiti dalla struttura soggetta ad un “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Frequente*”, si dispone prima dello spostamento di snervamento della struttura, $\delta_y = 0.005\text{m}$.

Nel caso di sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Occasionale*” la struttura è al limite del campo elastico-lineare, in quanto i punti verdi si dispongono per la maggior parte lungo il primo tratto della curva, ma in parte investono anche il secondo ramo. In realtà, si potrebbe affermare che non viene soddisfatto il “livello prestazionale” di “*Operational*” in corrispondenza del “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Occasionale*”, ma, se si considera il valore medio di tali spostamenti, 0.0047m, esso si mantiene inferiore, se pur di poco, al limite di snervamento della struttura, δ_y , imposto a 0.005m.

Nel caso di sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Raro*”, la struttura è in grado di soddisfare il “livello prestazionale” di “*Life-Safe*”. Infatti, lo spostamento medio, 0.0160m, è più piccolo dello spostamento limite per il “livello prestazionale” di “*Life-Safe*”, 0.0525m.

Infine, nel caso di sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Molto Raro*” gli spostamenti registrati sulla struttura si mantengono tutti lungo il secondo ramo. Il valore medio degli spostamenti, in questo caso, è pari a 0.0219m ed è più piccolo di 0.0525m, perciò il “livello prestazionale” di “*Life-Safe*” continua ad essere pienamente soddisfatto anche nel caso di “*Terremoto Molto Raro*”.

Nella Figura 4.24 vengono riportate in grigio anche le due curve che descrivono, rispettivamente, il comportamento del sistema di pilastri (*Vertical Resisting System, VRS*), cioè del sistema progettato per resistere ai carichi verticali che, con la propria rigidità laterale contribuisce a resistere anche i carichi orizzontali, e il comportamento del sistema resistente ai carichi orizzontali (*Lateral Resisting System, LRS*) costituito dai *dispositivi isteretici a forma di “stella”*.

Sia per il VRS che per l'LRS, plottando i rispettivi *punti di verifica* precedentemente definiti, si può notare la loro precisa sovrapposizione con le curve che descrivono i due sistemi

Questa è un'ulteriore verifica di quanto già ripetuto in precedenza: la curva di progetto della struttura nasce dalla somma della curva individuata per il sistema di pilastri e della curva individuata per il sistema resistente alle azioni orizzontali costituito dai *dispositivi isteretici a forma di "stella"* disposti tra il piano terra e il primo piano.

Come riportato anche nel case study descritto al capitolo 3, anche in questo caso è possibile proporre un confronto tra i valori di spostamento registrati sulla struttura in direzione y e i valori limite riportati nella normativa.

È possibile notare che lo spostamento da normativa allo *Stato Limite di Danno* è superiore allo spostamento medio registrato in corrispondenza del "*livello di intensità sismica*" definito "*Terremoto Occasionale*", poiché il limite di 0.0175m è superiore a 0.0160m; a maggior ragione è più grande anche dello spostamento che si ha in corrispondenza del "*livello di intensità sismica*" definito "*Terremoto Frequente*".

In più, tenendo conto del fatto che lo spostamento ultimo calcolato per la sezione del pilastro in direzione debole è circa 0.10m, lo spostamento medio che si ha per il "*livello di intensità sismica*" definito "*Terremoto Molto Raro*", pari a 0.0246m, è sicuramente molto più piccolo, quindi la verifica è soddisfatta anche da questo punto di vista.

In conclusione, l'utilizzo di 24 *dispositivi isteretici* con 30 stelle, nel complesso, è sufficiente a garantire il rispetto degli *obiettivi prestazionali* imposti inizialmente sulla struttura, in relazione al determinato sito ad *alta sismicità* preso in esame.

Confrontando i due modelli di telaio piano, quello per la direzione x e quello per la direzione y, si nota che si impiegano lo stesso numero di pilastri e lo stesso numero di *dispositivi isteretici*. Si evidenzia, però, il fatto che aumenta la rigidità alla traslazione orizzontale del sistema dei pilastri.

Sostanzialmente, quindi, gli spostamenti medi che si ottengono per ciascun "*livello di intensità sismica*" considerato sulla struttura sono molto simili, in quanto il numero di *dispositivi isteretici* impiegato è sempre lo stesso in entrambe le direzioni. È possibile, però, evidenziare un lieve abbassamento degli spostamenti nel caso del modello piano della struttura in direzione y. Questo è dovuto al fatto che, in questo caso, pur avendo

sempre lo stesso numero di pilastri, cambia la disposizione della loro sezione, secondo la propria direzione forte, quindi la rigidezza del sistema aumenta. Questo aspetto è molto più influente, tanto più lo spostamento nel caso del modello piano in direzione x è elevato.

4.4. EDIFICIO IN ACCIAIO A 3 PIANI

4.4.1. RELAZIONE DI CALCOLO DELL'OPERA

Si considera una maglia strutturale (6 m x 5 m) riferita ad un edificio di 3 piani destinato a civile abitazione che verrà successivamente disposto in una zona a *media sismicità*, *bassa sismicità* ed *alta sismicità*.

L'edificio presenta una pianta rettangolare 36 m x 15 m e un'altezza totale pari a 10.5 m, essendo l'altezza di interpiano di 3.5 m.

La pianta e i prospetti dell'edificio sono riportati nelle Figure 4.25-4.26-4.27.

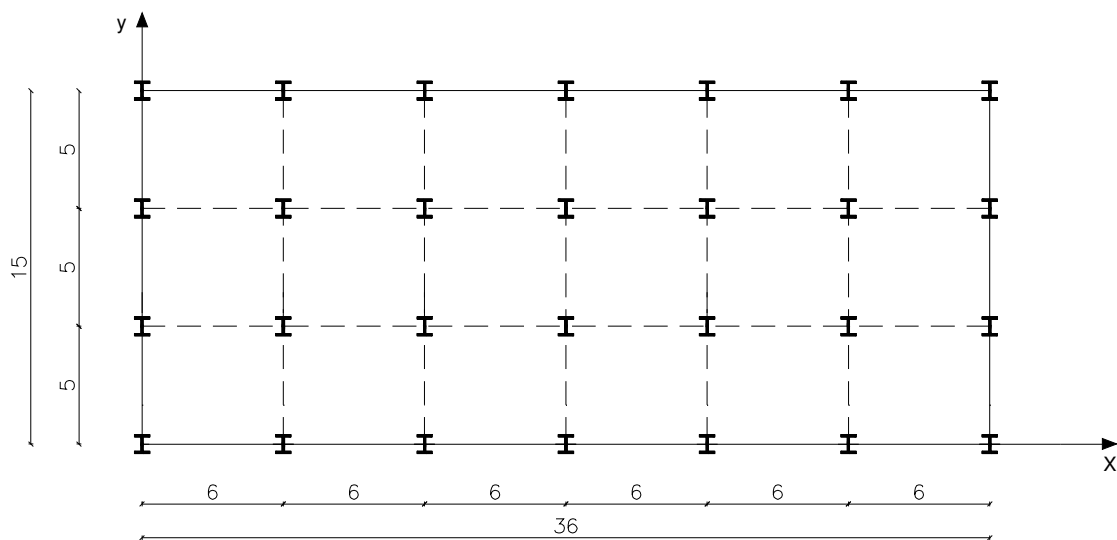


Figura 4.25 – Pianta dell'edificio.

L'opera presenta 7 pilastri lungo la direzione x e 4 pilastri lungo la direzione y (per un totale di 28 pilastri).

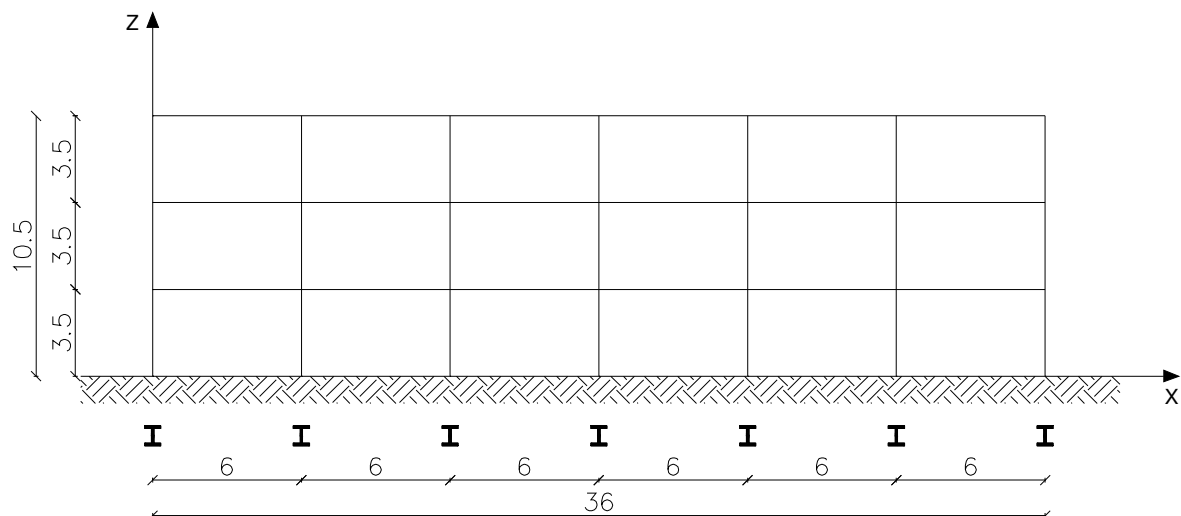


Figura 4.26 – Prospetto dell'edificio in direzione x.

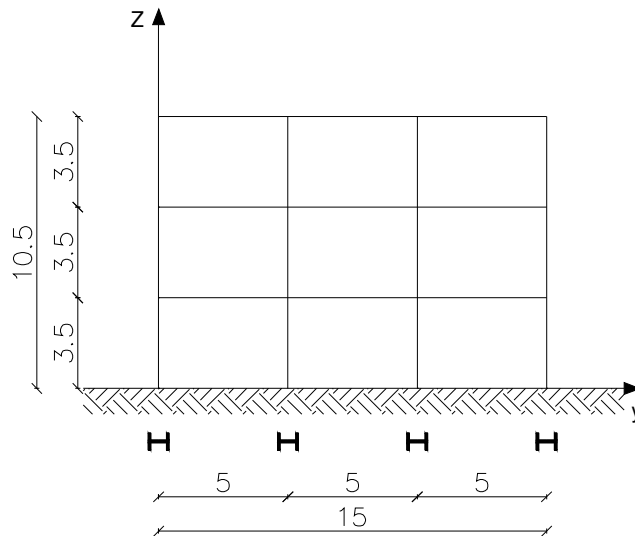


Figura 4.27 – Prospetto dell'edificio in direzione y.

I materiali utilizzati sono gli stessi del caso in cui si è impiegato l'edificio a 5 piani (cfr. § 3.1.3.). Relativamente all'analisi dei carichi si fa riferimento a quanto riportato al paragrafo 3.1.4., considerando in modo distinto il solaio del piano tipo (P1°, P2°) e il solaio di copertura.

Analisi dei carichi: solaio del piano tipo (P1°, P2°)

Carichi permanenti: 640 kg/m^2

Carichi variabili:: 200 kg/m^2

Analisi dei carichi: solaio di copertura

Carichi permanenti: 580 kg/m^2

Carichi variabili:: 120 kg/m^2

Secondo la combinazione statica delle azioni allo stato limite di esercizio (cfr. § 3.1.5.), si ha che il peso per unità di superficie del piano tipo vale:

$$w_{\text{solaio tipo}} = 640 + 200 = 840 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$w_{\text{solaio copertura}} = 580 + 120 = 700 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Lo sforzo assiale sul pilastro di base allo SLE vale:

$$N_{\text{pilastro}} = 25 \cdot 2 \cdot 2 + 21 = 71.4 \text{ t}$$

Secondo la combinazione statica delle azioni allo stato limite ultimo (cfr. § 3.1.6.), si ha che il peso per unità di superficie del piano tipo vale:

$$W_{\text{solaio piano-tipo}} = 1.35 \cdot 640 + 1.5 \cdot 200 = 1164 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 1.16 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \cong 1 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

$$W_{\text{solaio copertura}} = 1.35 \cdot 580 + 1.5 \cdot 120 = 963 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 0.94 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \cong 1 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

Secondo la combinazione delle azioni per l'analisi sismica (cfr. § 3.1.7.), si ha che il peso per unità di superficie del piano tipo vale:

$$W_{\text{solaio piano-tipo}} = 640 + 0.3 \cdot 200 = 700 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$W_{\text{solaio copertura}} = 580 + 0 \cdot 120 = 580 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Lo sforzo assiale sul pilastro di base, quindi, vale:

$$N_{\text{pilastro}} = 21 \cdot 2 + 17.4 = 59.4 \text{t} \cong 60 \text{t}$$

Relativamente alla valutazione dei pesi di piano, si tiene conto di quanto già descritto per l'edificio a 5 piani (cfr. § 3.1.7.2.), considerando il fatto che si ipotizza di utilizzare dei pilastri con sezione HEB 200, quindi, cambia l'incidenza dei pilastri, secondo quanto riportato in precedenza.

Analogamente si calcolano i pesi sismici di piano e si giunge alla conclusione di assumere per ogni piano un peso per unità di superficie pari a 1 t/m^2 . Di conseguenza, considerando che l'edificio ha delle dimensioni in pianta pari a $36 \text{ m} \times 15 \text{ m}$, si ha che il valore di peso di piano risulta pari a:

$$W_{\text{piano}} = 1 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \cdot 15 \text{m} \cdot 36 \text{m} = 540 \text{t}$$

Considerando che ogni piano pesa 540 t, si ha che il peso totale dell'edificio che è costituito da 3 piani, risulta pari a:

$$W_{\text{tot}} = 1 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \cdot 3 \cdot 15 \text{m} \cdot 36 \text{m} = 1620 \text{t}$$

La massa totale dell'edificio risulta:

$$m = \frac{W_{\text{tot}}}{g} = \frac{1620[\text{t}]}{10 \left[\frac{\text{m}}{\text{s}^2} \right]} = 162 \left[\frac{\text{t} \cdot \text{s}^2}{\text{m}} \right]$$

4.4.2. CONCEZIONE STRUTTURALE DELL'EDIFICIO E PROGETTAZIONE

La struttura viene concepita secondo quanto riportato al paragrafo 3.1.10.

Si configura come un oscillatore semplice ad un grado di libertà (SDOF) caratterizzato da una rigidezza k che è la rigidezza alle azioni orizzontali fornita dal sistema resistente alle azioni orizzontali (Lateral-Resisting System, LRS) e da una massa m che è la massa della struttura stessa (Figura 4.29).

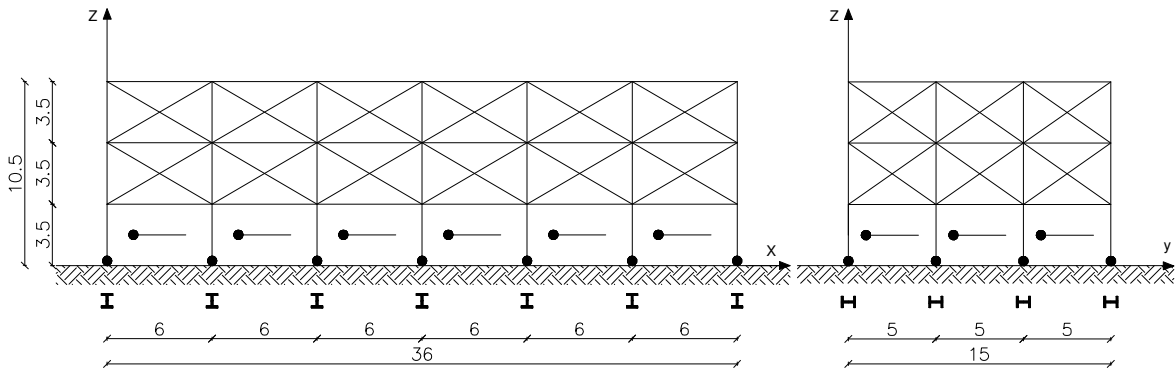


Figura 4.28 – Concezione strutturale dell'intera struttura.

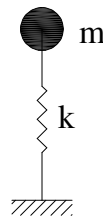


Figura 4.29 – Oscillatore semplice ad un grado di libertà (SDOF).

Il **sistema resistente alle azioni verticali** è realizzato come un sistema pendolare, al fine di ritenere soddisfatta l'ipotesi di separazione fra sistema resistente alle azioni verticali e sistema resistente alle azioni orizzontali.

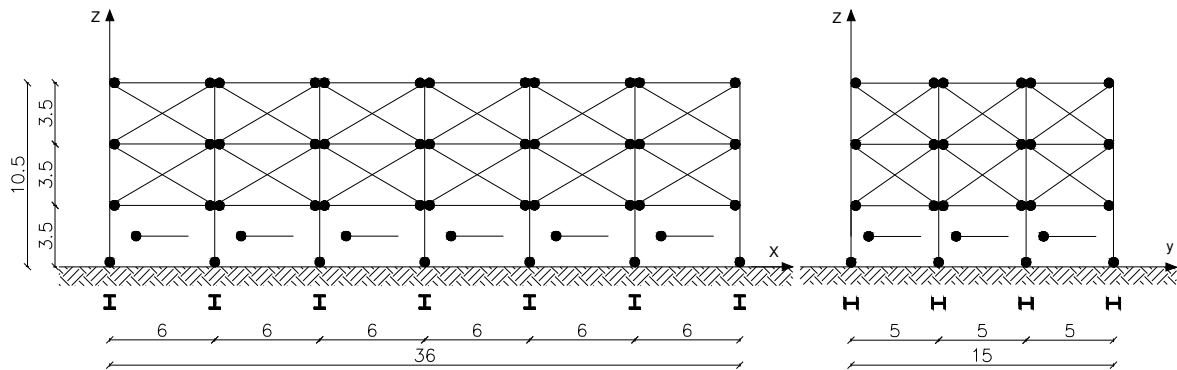
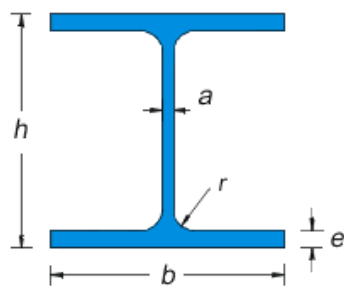


Figura 4.30 – Concezione strutturale del sistema resistente alle azioni verticali.

La progettazione relativa al sistema resistente ai carichi verticali si svolge secondo gli stessi criteri riportati nel capitolo 3 per l'edificio a 5 piani (cfr. § 3.1.11.1.)

TRAVE (cfr. § 3.1.11.1.1.):

- dimensionamento del profilo della trave secondo la verifica di deformabilità;
- scelta del profilo HEB 340;

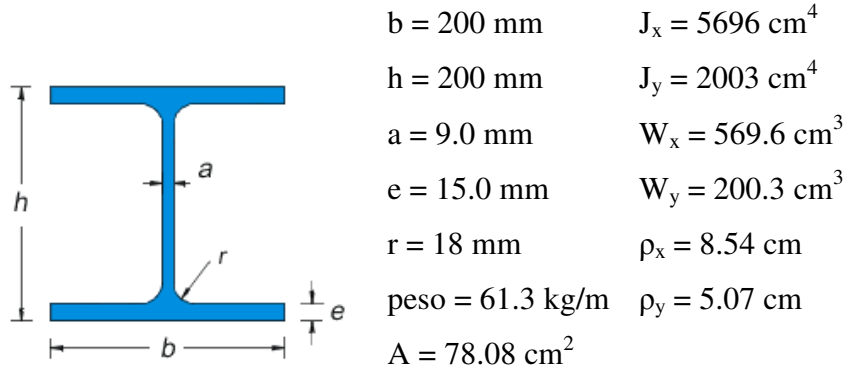


$b = 300 \text{ mm}$	$J_x = 36660 \text{ cm}^4$
$h = 340 \text{ mm}$	$J_y = 9690 \text{ cm}^4$
$a = 12 \text{ mm}$	$W_x = 2156 \text{ cm}^3$
$e = 21.5 \text{ mm}$	$W_y = 646 \text{ cm}^3$
$r = 27 \text{ mm}$	$\rho_x = 14.65 \text{ cm}$
peso = 137 kg/m	$\rho_y = 7.53 \text{ cm}$
$A = 170.9 \text{ cm}^2$	

- verifica di resistenza e di deformabilità della trave.

PILASTRO (cfr. § 3.1.11.1.1.):

- dimensionamento del profilo del pilastro in acciaio secondo la verifica di resistenza;
- scelta del profilo HEB 200;

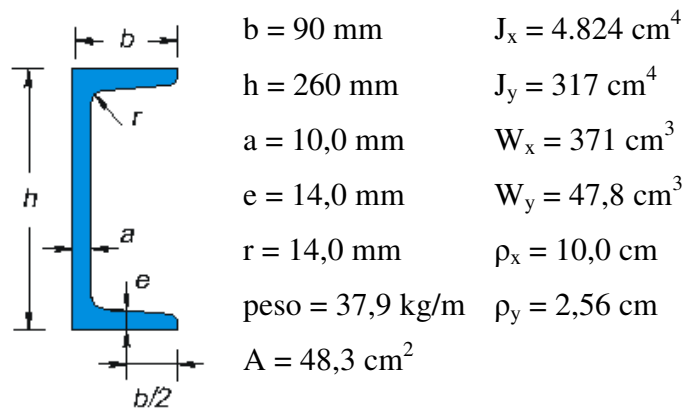


- verifica di stabilità del pilastro.

Il sistema resistente alle azioni orizzontali da realizzarsi dal primo piano in su è costituito da un insieme di diagonali che garantiscono che il blocco superiore della struttura sia un blocco rigido, determinando, così che la struttura in esame sia configurabile come un sistema ad un grado di libertà (Figura 4.28).

La progettazione relativa al sistema resistente ai carichi orizzontali da realizzarsi dal primo piano in su si svolge secondo gli stessi criteri riportati nel capitolo 3 per l'edificio a 5 piani (cfr. § 3.1.11.3.).

- dimensionamento dei diagonali secondo i Principi del Capacity Design;
- scelta del profilo della sezione trasversale del diagonale UPN 260;



- verifica del diagonale teso.

Il sistema resistente alle azioni orizzontali da realizzarsi in corrispondenza del primo piano è definito Lateral Resisting System (LRS) ed è costituito da Lateral Resisting Components (LRCs) che sono i *dispositivi isteretici a forma di “stella”* prodotti dalla ditta Alga, le cui caratteristiche sono già state descritte (cfr. § 3.2.). Tali dispositivi vengono inseriti in corrispondenza del primo piano, sulle due facciate esterne e, se necessario, possono investire anche uno o più telai interni, sia in direzione x che in direzione y.

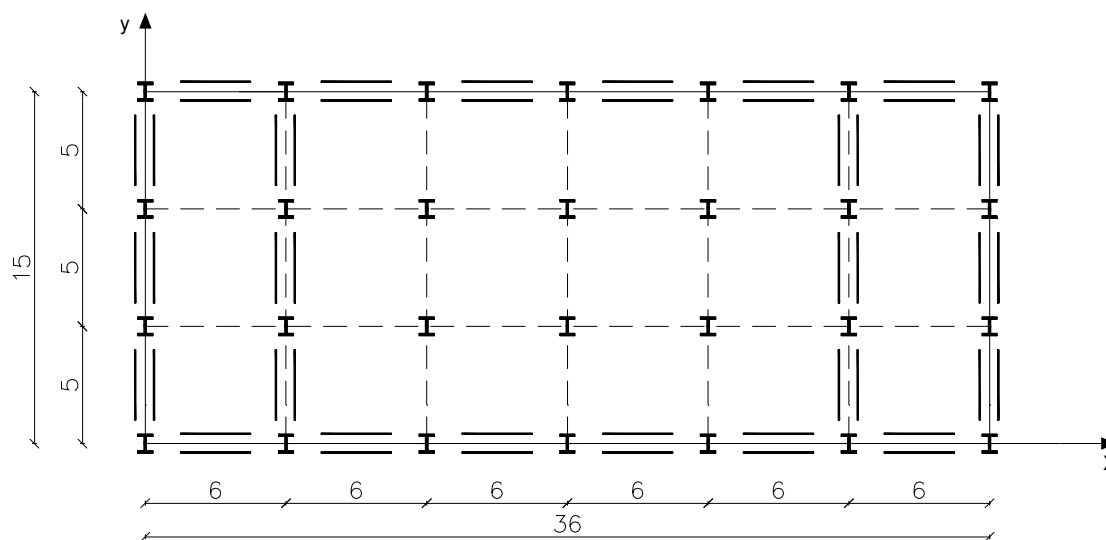


Figura 4.31 – Pianta dell'edificio con in evidenza la disposizione dei *dispositivi isteretici a forma di stella*

La particolarità di tali *dispositivi isteretici* è definita dalla possibilità di variare il numero di stelle che li costituiscono, modificandone le prestazioni, con lo scopo di soddisfare gli *obiettivi prestazionali sismici* imposti sulla struttura, a seconda del sito in cui viene collocata.

4.4.2.1. LRS COSTITUITO DA 24 *DISPOSITIVI ISTERETICI* CON 20 STELLE

Sia in direzione x, che in direzione y si impiegano 24 *dispositivi isteretici* con 20 stelle che vengono disposti tra piano terra e primo piano della struttura presa in esame.

Il legame costitutivo del singolo *dispositivo isteretico* è già stato descritto al paragrafo 3.2. In più, sono già state definite le caratteristiche fondamentali dello *specifico sistema resistente alle azioni orizzontali* ed è stata già descritta la loro disposizione all'interno dell'edificio in entrambe le direzioni (cfr. § 3.4.2.2.- § 3.4.3.2.).

4.4.3 ANALISI E VERIFICA DELLA STRUTTURA

4.4.3.1. MODELLO IN DIREZIONE X

Il modello piano del telaio in direzione x, riportato nella figura seguente (Figura 4.32) è stato ottenuto schiacciando tutti i quattro telai presenti in direzione x, in un unico telaio.

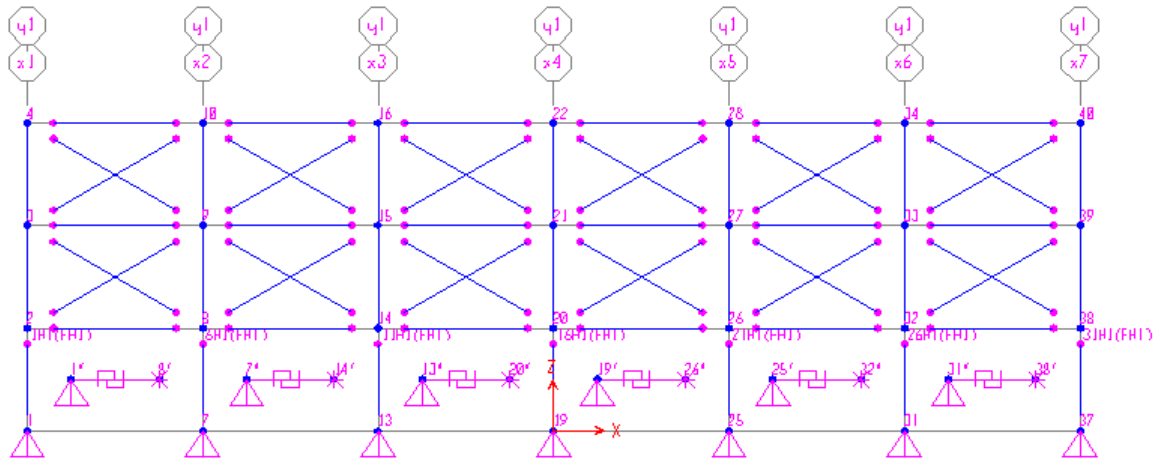


Figura 4.32 – Modello piano dell'edificio in direzione x.

La modellazione degli elementi resistenti alle azioni orizzontali, attraverso degli NL-Link definiti Multilinear Plastic di tipo Kinematic, è sempre la stessa.

I parametri con cui è stato schematizzato il diagramma Forze-Spostamenti dei quattro elementi resistenti alle azioni orizzontali sono riportati in Tabella 4.165.

Tabella 4.165: Parametri con cui è stato schematizzato il diagramma Forze-Spostamenti dei quattro elementi resistenti alle azioni orizzontali.

PARAMETRI: 4 LRCs	
rigidezza iniziale, K_1 [t/m]	19200
spostamento di snervamento, δ_y [m]	0.005
forza di snervamento, F_y [t]	96
spostamento, δ_h [m]	0.0525
forza, F_h [t]	100.8
spostamento ultimo [m]	0.075
forza ultima [t]	216

La modellazione dei pilastri, attraverso la definizione delle cerniere plastiche, viene condotta in modo analogo a quanto riportato per l'edificio in acciaio a 5 piani al paragrafo 3.5.1.2. E' necessario, però, tenere in conto che, nonostante lo schema statico della pilastrata dell'edificio a tre piani sia simile a quello adottato per l'edificio a cinque piani, cambiando la sezione dei pilastri, variano i parametri che garantiscono la modellazione degli stessi. Infatti, per fare in modo che, anche durante la fase di verifica, venga approssimato il comportamento elastico-perfettamente plastico dei pilastri, è necessario disporre delle cerniere plastiche nelle loro sezioni più sollecitate.

Nella Tabella 4.166 si riportano i valori della sezione del pilastro HEB 200 disposta secondo la sua direzione debole, da inserire nel programma per la modellazione del comportamento del sistema di pilastri:

Tabella 4.166: Parametri con cui è stato schematizzato il comportamento del sistema di pilastri mediante l'utilizzo di cerniere plastiche.

SEZIONE HEB200 IN DIREZIONE DEBOLE	
momento di snervamento	$M_y = 393\text{tcm}$
curvatura di snervamento	$\chi_y = 0.000093\text{ cm}^{-1}$
momento ultimo	$M_u = 834\text{tcm}$
curvatura ultima	$\mu = 215$
curvatura ultima	$\chi_u = 0.02\text{ cm}^{-1}$
beneficio plastico	$\beta = 2.12$
duttilità della sezione	$\mu = 215$
Lunghezza della cerniera plastica	0.2m

4.4.3.2. MODELLO IN DIREZIONE Y

Il modello piano del telaio in direzione y, riportato nella figura seguente (Figura 4.33) è stato ottenuto schiacciando tutti i sette telai presenti in direzione y, in un unico telaio.

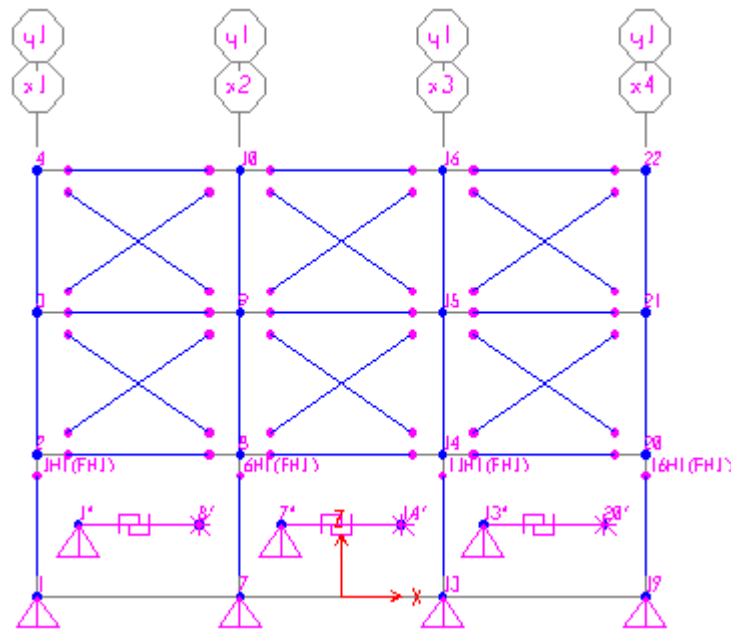


Figura 4.33 – Modello piano dell'edificio in direzione y.

La modellazione degli elementi resistenti alle azioni orizzontali, attraverso degli NL-Link definiti Multilinear Plastic di tipo Kinematic, è sempre la stessa.

I parametri con cui è stato schematizzato il diagramma Forza-Spostamenti degli otto elementi resistenti alle azioni orizzontali sono riportati in Tabella 4.167:

Tabella 4.167: Parametri con cui è stato schematizzato il diagramma Forza-Spostamenti degli otto elementi resistenti alle azioni orizzontali.

PARAMETRI: 8 LRCs	
rigidezza iniziale, K_1 [t/m]	38400
spostamento di snervamento, δ_y [m]	0.005
forza di snervamento, F_y [t]	192
spostamento, δ_h [m]	0.0525
forza, F_h [t]	201.6
spostamento ultimo [m]	0.075
forza ultima [t]	432

La modellazione del comportamento dei pilastri, attraverso l'inserimento delle cerniere plastiche, è sempre la stessa adottata anche per il modello in direzione x. Si deve tener

conto, però, del fatto che in direzione y la sezione del pilastro è disposta secondo la sua direzione forte, perciò cambiano i parametri da inserire per la modellazione del comportamento del sistema di pilastri (tab. 4.168):

Tabella 4.168: Parametri con cui è stato schematizzato il comportamento del sistema di pilastri mediante l'utilizzo di cerniere plastiche.

SEZIONE HEB200 IN DIREZIONE FORTE	
momento di snervamento	$M_y = 1081 \text{ tcm}$
curvatura di snervamento	$\chi_y = 0.000093 \text{ cm}^{-1}$
momento ultimo	$M_u = 1705 \text{ tcm}$
curvatura ultima	$\mu = 215$
curvatura ultima	$\chi_u = 0.02 \text{ cm}^{-1}$
beneficio plastico	$\beta = 1.58$
duttilità della sezione	$\mu = 215$
Lunghezza della cerniera plastica	0.2m

4.4.4 ZONA A MEDIA SISMICITA'

Si considera di disporre l'edificio a 3 piani, così descritto e modellato in entrambe le direzioni, in una zona a *media sismicità*, nella città di Bologna.

4.4.4.1. ANALISI DINAMICHE NON LINEARI DI TIPO TIME-HISTORY

Si procede con la verifica della struttura in direzione x tramite delle analisi dinamiche non lineari di tipo *time-history*.

Il telaio piano verrà sollecitato con accelerogrammi spettro-compatibili al “*livello di intensità sismica*” che verrà di volta in volta preso in esame. Dal momento che il sito considerato è la città di Bologna, gli accelerogrammi, vengono ricavati con il software *REXEL v 3.1 beta* sempre con gli stessi criteri illustrati nel paragrafo 3.5.3.1.

Le analisi *time-history* vengono condotte mantenendo separati i risultati che si ottengono per il sistema di 24 *dispositivi isteretici* con 20 stelle ciascuno e quelli che si ottengono per sistema di pilastri; solo successivamente vengono sommati, in modo tale da ottenere i risultati della struttura. Infatti, la curva di progetto della struttura è data dalla somma della

curva ottenuta per il sistema di pilastri e da quella ottenuta per il sistema di *dispositivi isteretici*. I *punti di verifica* per la struttura devono cadere sulla propria curva e devono soddisfare gli *obiettivi prestazionali* imposti.

Relativamente ai risultati che si ottengono dalle analisi time-history effettuate separatamente sul sistema di *dispositivi isteretici* e sul sistema di pilastri, si segue quanto descritto nei case studies precedenti: si considerano, perciò, sempre i massimi spostamenti in valore assoluto e le massime forze in valore assoluto per ciascun “*livello di intensità sismica*” imposto, secondo dei criteri analoghi (cfr. § 4.1.3.2.1. - § 4.1.3.2.2.).

4.4.4.1.1. Risultati delle analisi time-history dell’edificio con dispositivi isteretici con 20 stelle

I *punti di verifica* determinati per la struttura si ottengono seguendo un procedimento identico a quello di tutti i case studies precedentemente descritti. Infatti, si considera l’accoppiamento del massimo spostamento in valore assoluto del primo piano, con il massimo taglio complessivo alla base in valore assoluto. Tali valori vengono ricavati secondo i criteri riportati al paragrafo 4.1.3.2.3. Ad ogni modo, per chiarezza, vengono riportati all’interno delle seguenti tabelle, che riguardano, separatamente, spostamento e taglio alla base per ciascun “*livello di intensità sismica*” considerato.

4.4.4.1.2. Punti di verifica sulla Mappa dei Comportamenti della struttura nel diagramma Forze-Spostamenti

I “*punti di verifica*” per la struttura sono individuati dal massimo spostamento in valore assoluto del primo piano in funzione del taglio complessivo massimo in valore assoluto alla base, per ogni sisma con cui è stato sollecitato l’edificio per ciascuno dei “*livelli di intensità sismica*” considerati. Tali *punti di verifica* coincidono con la somma, a parità di spostamento, dei *punti di verifica* ottenuti per il sistema di dispositivi e per il sistema di pilastri.

Si decide di plottare questi punti (*punti di verifica*) sulla *Mappa dei Comportamenti* della struttura nel diagramma Forze–Spostamenti per verificare che intercettino la curva di progetto della struttura al fine di soddisfare degli “*obiettivi prestazionali*”, per il particolare sito considerato.

Per chiarezza, all’interno delle seguenti tabelle, vengono riportati i valori che riguardano, separatamente, spostamento e taglio alla base per ciascun “*livello di intensità sismica*”

considerato, in direzione x e in direzione y. In più, in corrispondenza a ciascun blocco di tabelle inerenti a spostamento e taglio, si visualizzano i *punti di verifica*, così ricavati, sulla *Mappa dei comportamenti* della struttura nel diagramma Forze-Spostamenti, in entrambe le direzioni

Tabella 4.168: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Frequente*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Max	0.002109	
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Min	-0.001907	0.002109
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Max	0.002258	
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Min	-0.002577	0.002577
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Max	0.002796	
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Min	-0.002939	0.002939
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Max	0.003492	
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Min	-0.003043	0.003492
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Max	0.002209	
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Min	-0.002087	0.002209
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Max	0.001593	
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Min	-0.002604	0.002604
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Max	0.002391	
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Min	-0.002252	0.002391
spostamento medio [m]				0.002617

Tabella 4.169: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Occasionale*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Max	0.002568	
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Min	-0.002357	0.002568
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Max	0.004465	
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Min	-0.003828	0.004465
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Max	0.003048	
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Min	-0.003078	0.003078
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Max	0.003137	
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Min	-0.002743	0.003137
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Max	0.003905	
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Min	-0.004162	0.004162
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Max	0.002544	
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Min	-0.002923	0.002923
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Max	0.002339	
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Min	-0.002153	0.002339
spostamento medio [m]				0.003239

Tabella 4.170: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Raro*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Max	0.004766	
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Min	-0.005581	0.005581
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Max	0.006314	
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Min	-0.006463	0.006463
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Max	0.007575	
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Min	-0.011990	0.011990
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Max	0.010166	
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Min	-0.007548	0.010166
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Max	0.010490	
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Min	-0.005059	0.010490
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Max	0.004683	
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Min	-0.010903	0.010903
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Max	0.005103	
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Min	-0.006891	0.006891
spostamento medio [m]				0.008926

Tabella 4.171: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Molto Raro*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Max	0.005121	
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Min	-0.012997	0.012997
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Max	0.009357	
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Min	-0.006464	0.009357
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Max	0.014662	
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Min	-0.006547	0.014662
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Max	0.020592	
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Min	-0.007067	0.020592
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Max	0.016947	
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Min	-0.003716	0.016947
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Max	0.004239	
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Min	-0.011366	0.011366
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Max	0.013058	
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Min	-0.004684	0.013058
spostamento medio [m]				0.014140

Tabella 4.172: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Frequente”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Max	220.5198	
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Min	-243.8854	243.8854
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Max	298.0175	
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Min	-261.1182	298.0175
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Max	339.8335	
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Min	-323.3459	339.8335
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Max	351.8803	
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Min	-403.8363	403.8363
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Max	241.3132	
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Min	-255.4686	255.4686
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Max	301.1523	
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Min	-184.2357	301.1523
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Max	260.3826	
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Min	-276.5361	276.5361
taglio medio [t]				302.6757

Tabella 4.173: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Occasionale”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Max	272.6085	
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Min	-297.0180	297.0180
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Max	442.6846	
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Min	-516.3219	516.3219
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Max	355.9728	
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Min	-352.4892	355.9728
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Max	317.1557	
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Min	-362.7917	362.7917
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Max	481.3042	
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Min	-451.5518	481.3042
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Max	338.0219	
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Min	-294.1640	338.0219
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Max	248.9838	
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Min	-270.5228	270.5228
taglio medio [t]				374.5648

Tabella 4.174: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Raro”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Max	578.8028	578.8028
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Min	-551.1634	
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Max	579.7252	579.7252
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Min	-579.5693	
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Max	585.5025	585.5025
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Min	-580.8878	
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Max	580.8589	583.5963
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Min	-583.5963	
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Max	578.2568	583.9348
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Min	-583.9348	
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Max	584.3666	584.3666
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Min	-575.6798	
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Max	580.1727	580.1727
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Min	-578.3030	
taglio medio [t]				582.3001

Tabella 4.175: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Molto Raro”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Max	586.5556	586.5556
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Min	-578.3215	
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Max	579.7262	582.7503
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Min	-582.7503	
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Max	579.8129	588.2959
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Min	-588.2959	
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Max	580.3561	594.4957
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Min	-594.4957	
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Max	575.0916	590.6853
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Min	-590.6853	
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Max	584.8507	584.8507
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Min	-577.3995	
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Max	577.8650	586.6191
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Min	-586.6191	
taglio medio [t]				587.7504

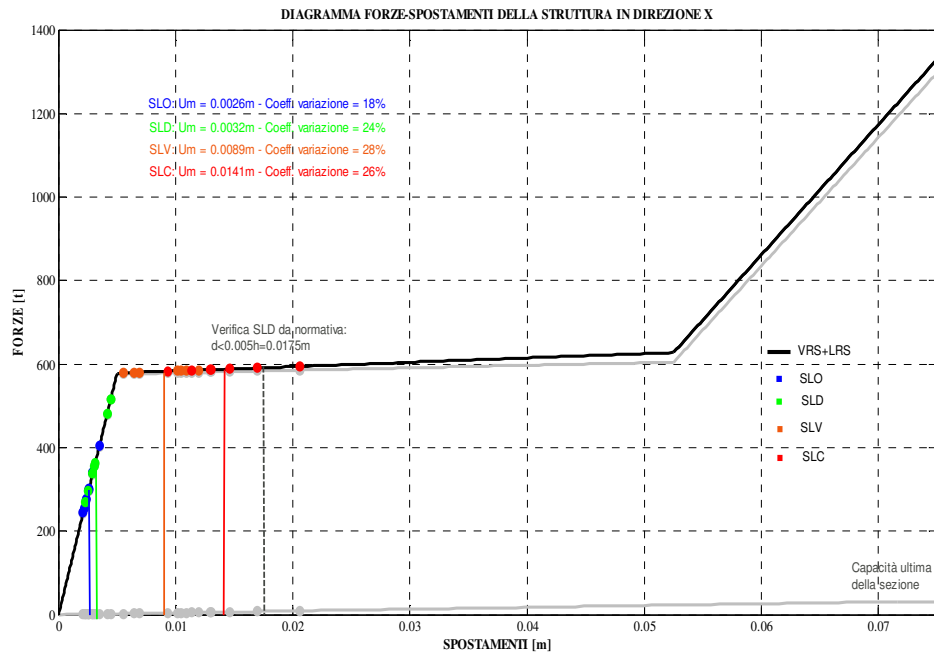


Figura 4.35 – Verifica della struttura in direzione x sulla Mappa dei comportamenti nel diagramma Forze-Spostamenti.

Tabella 4.176: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Frequente*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase	CaseType	StepType	U1	massimo spostamento
Text	Text	Text	m	in valore assoluto
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Max	0.00211	
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Min	-0.001907	0.002110
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Max	0.002258	
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Min	-0.002548	0.002548
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Max	0.002829	
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Min	-0.0029	0.002900
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Max	0.003423	
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Min	-0.002974	0.003423
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Max	0.002228	
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Min	-0.002105	0.002228
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Max	0.001566	
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Min	-0.002578	0.002578
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Max	0.002391	
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Min	-0.002217	0.002391
spostamento medio [m]				0.002597

Tabella 4.177: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Occasionale*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Max	0.00254	
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Min	-0.002332	0.002540
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Max	0.004421	
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Min	-0.003811	0.004421
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Max	0.003025	
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Min	-0.003054	0.003054
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Max	0.003136	
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Min	-0.002709	0.003136
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Max	0.003871	
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Min	-0.004107	0.004107
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Max	0.002493	
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Min	-0.002901	0.002901
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Max	0.002324	
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Min	-0.002139	0.002324
spostamento medio [m]				0.003212

Tabella 4.178: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Raro*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Max	0.004722	
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Min	-0.005479	0.005479
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Max	0.006229	
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Min	-0.006285	0.006285
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Max	0.007378	
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Min	-0.011875	0.011875
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Max	0.009835	
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Min	-0.007531	0.009835
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Max	0.010161	
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Min	-0.004986	0.010161
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Max	0.004577	
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Min	-0.010685	0.010685
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Max	0.005094	
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Min	-0.006912	0.006912
spostamento medio [m]				0.008747

Tabella 4.179: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Molto Raro*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Max	0.005058	
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Min	-0.012964	0.012964
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Max	0.009214	
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Min	-0.006632	0.009214
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Max	0.013971	
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Min	-0.006412	0.013971
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Max	0.019338	
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Min	-0.007064	0.019338
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Max	0.016477	
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Min	-0.003667	0.016477
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Max	0.004222	
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Min	-0.011169	0.011169
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Max	0.012908	
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Min	-0.004731	0.012908
spostamento medio [m]				0.013720

Tabella 4.180: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Frequente*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Max	222.032	
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Min	-245.6764	245.6764
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Max	296.6439	
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Min	-262.865	296.6439
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Max	337.5532	
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Min	-329.2877	337.5532
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Max	346.1986	
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Min	-398.5036	398.5036
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Max	245.0622	
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Min	-259.3579	259.3579
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Max	300.0919	
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Min	-182.2847	300.0919
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Max	258.049	
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Min	-278.3339	278.3339
taglio medio [t]				302.3087

Tabella 4.181: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Occasionale*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Max	271.4141	
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Min	-295.6453	295.6453
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Max	443.5988	
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Min	-514.6329	514.6329
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Max	355.4676	
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Min	-352.1823	355.4676
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Max	315.4065	
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Min	-365.1179	365.1179
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Max	478.0719	
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Min	-450.6319	478.0719
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Max	337.699	
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Min	-290.1593	337.6990
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Max	248.998	
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Min	-270.547	270.5470
taglio medio [t]				373.8831

Tabella 4.182: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Raro*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Max	582.9195	
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Min	-549.6507	582.9195
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Max	584.3825	
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Min	-584.2811	584.3825
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Max	594.5358	
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Min	-586.3672	594.5358
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Max	586.6463	
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Min	-590.8306	590.8306
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Max	580.4374	
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Min	-591.4220	591.4220
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Max	592.3737	
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Min	-577.9185	592.3737
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Max	585.5216	
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Min	-582.2204	585.5216
taglio medio [t]				588.8551

Tabella 4.183: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Molto Raro”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	massima reazione alla base in valore assoluto
Text	Text	Text	Tonf	
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Max	596.5123	
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Min	-582.1552	596.5123
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Max	585.0137	
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Min	-589.7018	589.7018
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Max	584.6126	
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Min	-598.3424	598.3424
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Max	585.7974	
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Min	-608.0896	608.0896
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Max	577.9138	
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Min	-602.8930	602.8930
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Max	593.2537	
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Min	-580.6367	593.2537
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Max	581.5602	
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Min	-596.4108	596.4108
taglio medio [t]				597.8862

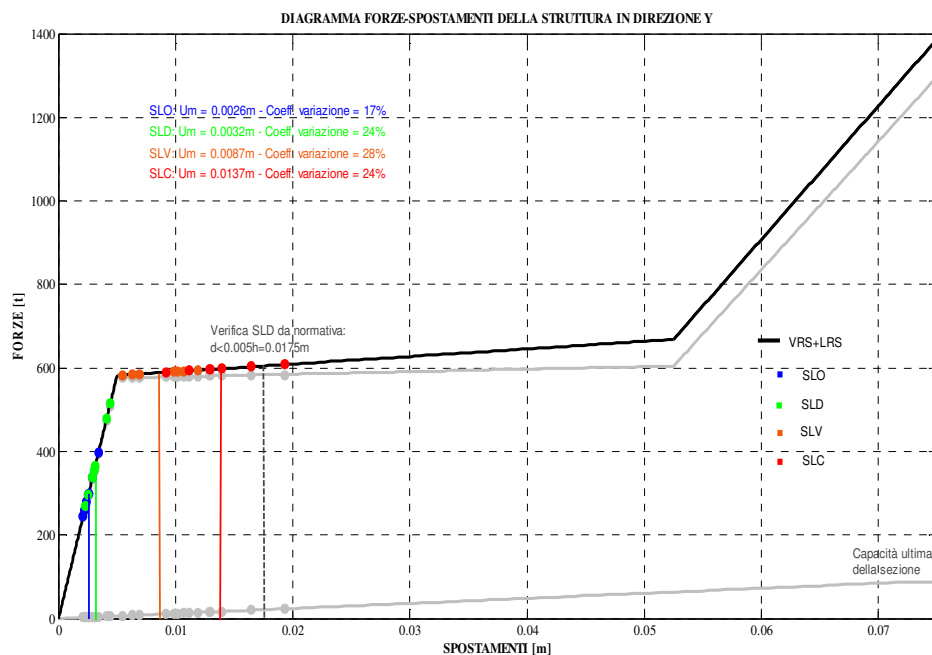


Figura 4.36 – Verifica della struttura in direzione y sulla Mappa dei comportamenti nel diagramma Forze-Spostamenti

Dalle Figure 4.35-4.36 è facile osservare che i *punti di verifica* si sovrappongono perfettamente alla curva di progetto della struttura.

I punti blu rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Frequente”; i punti verdi rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Occasionale”;

i punti arancioni rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Raro*”; i punti rossi rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Molto Raro*”.

Le linee verticali degli stessi colori mostrano i punti medi di ciascun *livello di intensità sismica* considerato.

Sia in direzione x, che in direzione y, quando la struttura viene sollecitata da dei sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Frequente*” è perfettamente in grado di soddisfare il “livello prestazionale” di “*Fully Operational*” in quanto si trova in campo elastico-lineare. Infatti, tutti i punti in blu sono disposti lungo il primo tratto della curva e il valore medio 0.0026m, calcolato per gli spostamenti subiti dalla struttura soggetta ad un “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Frequente*”, si dispone ben prima dello spostamento di snervamento della struttura, $\delta_y = 0.005\text{m}$. Questo accade nell’analisi del modello in entrambe le direzioni.

Nel caso di sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Occasionale*” gli spostamenti che subisce la struttura continuano nuovamente a disporsi tutti lungo il primo tratto della curva (punti verdi). Infatti, il valore medio 0.0032m, calcolato per gli spostamenti subiti dalla struttura soggetta ad un “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Occasionale*”, è sempre più piccolo dello spostamento di snervamento della struttura, δ_y , imposto a 0.005m. Si può, quindi affermare, che anche il “livello prestazionale” di “*Operational*” è soddisfatto.

Nel caso di sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Raro*”, i punti arancioni, che rappresentano gli spostamenti registrati sulla struttura in tali condizioni, continuano a disporsi tutti lungo il secondo tratto della curva. Lo spostamento medio è pari a 0.0089m nel caso della direzione x e a 0.0087m nel caso della direzione y. È molto più piccolo dello spostamento limite per il “livello prestazionale” di “*Life-Safe*”, che è invece pari a 0.0525m: la struttura è in grado di soddisfare tale “livello prestazionale” in corrispondenza di un “*Terremoto Raro*”.

Infine, considerando il caso di sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Molto Raro*”, si può notare come i punti in rosso sono nuovamente tutti in corrispondenza del secondo tratto della curva. Il loro valore medio è pari a 0.0141m nel caso della direzione x e a 0.0137m nel caso della direzione y. Continuano ad essere molto più piccoli del limite di 0.0525m, quindi, anche in

corrispondenza di un “*Terremoto Molto Raro*”, il “*livello prestazionale*” di “*Life-Safe*” continua ad essere soddisfatto.

Nella due figure vengono, poi, riportate in grigio anche le due curve che descrivono, rispettivamente, il comportamento del sistema di pilastri (*Vertical Resisting System, VRS*), cioè del sistema progettato per resistere ai carichi verticali che, con la propria rigidità laterale contribuisce a resistere anche i carichi orizzontali, e il comportamento del sistema resistente ai carichi orizzontali (*Lateral Resisting System, LRS*) costituito dai *dispositivi isteretici a forma di “stella”*.

Sia per il VRS che per l’LRS, plottando i rispettivi *punti di verifica* precedentemente definiti, si può notare la loro precisa sovrapposizione con le curve che descrivono i due sistemi

Questa è un’ulteriore verifica di quanto già ripetuto in precedenza: la curva di progetto della struttura nasce dalla somma della curva individuata per il sistema di pilastri e della curva individuata per il sistema resistente alle azioni orizzontali costituito dai *dispositivi isteretici a forma di “stella”* disposti tra il piano terra e il primo piano.

Come riportato anche nel case study descritto al capitolo 3, anche in questo caso è possibile proporre un confronto tra i valori di spostamento registrati sulla struttura in entrambe le direzioni e i valori limite riportati nella normativa.

È possibile notare che lo spostamento limite da normativa allo *Stato Limite di Danno* è superiore allo spostamento medio registrato in corrispondenza di tutti i “*livelli di intensità sismica*” definiti, quindi la verifica è ampiamente soddisfatta.

In più, tenendo conto del fatto che lo spostamento ultimo della sezione del pilastro in direzione debole è circa 0.15m, lo spostamento medio che si ha per il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Molto Raro*”, pari a 0.0141m nel caso della direzione x, e a 0.0137m nel caso della direzione y, è più piccolo; anche da questo punto di vista la verifica è sicuramente soddisfatta.

In conclusione, l’utilizzo di 24 *dispositivi isteretici* con 20 stelle è adeguato a garantire il rispetto degli *obiettivi prestazionali* imposti inizialmente sulla struttura, in relazione al determinato sito a *media sismicità* preso in esame.

Confrontando i due modelli di telaio piano, quello per la direzione x e quello per la direzione y, si nota che si impiegano lo stesso numero di pilastri e lo stesso numero di dispositivi isteretici. Si evidenzia, però, il fatto che aumenta la rigidità alla traslazione orizzontale del sistema dei pilastri.

Sostanzialmente, quindi, gli spostamenti medi che si ottengono per ciascun “*livello di intensità sismica*” considerato sulla struttura sono molto simili, in quanto il numero di *dispositivi isteretici* impiegato è sempre lo stesso in entrambe le direzioni. È possibile, però, evidenziare un abbassamento degli spostamenti nel caso del modello piano della struttura in direzione y, soprattutto per quanto riguarda i valori medi degli spostamenti registrati nel caso di “*Terremoto Raro*” e “*Terremoto Molto Raro*”. Questo è dovuto al fatto che, in questo caso, pur avendo sempre lo stesso numero di pilastri, cambia la disposizione della loro sezione, secondo la propria direzione forte. Quindi, gli spostamenti più elevati, sono quelli che risentono maggiormente dell’incremento di rigidità del sistema di pilastri che si ha nel passare dal modello in direzione x al modello in direzione y; per questo, subiscono un abbassamento maggiore che si può rilevare confrontando i due casi.

4.4.5. ZONA A BASSA SISMICITA’

Si considera di disporre l’edificio a 3 piani, così descritto e modellato in entrambe le direzioni, in una zona a *bassa sismicità*, nella città di Milano.

4.4.5.1. ANALISI DINAMICHE NON LINEARI DI TIPO TIME-HISTORY

Si procede con la verifica della struttura in direzione x tramite delle analisi dinamiche non lineari di tipo *time-history*.

Il telaio piano verrà sollecitato con accelerogrammi spettro-compatibili al “*livello di intensità sismica*” che verrà di volta in volta preso in esame. Dal momento che il sito considerato è la città di Milano, gli accelerogrammi, vengono ricavati con il software *REXEL v 3.1 beta* sempre con gli stessi criteri illustrati nel paragrafo 3.5.3.1, ma tenendo conto delle azioni sismiche di riferimento riportate al paragrafo 4.2.

Le analisi *time-history* vengono condotte mantenendo separati i risultati che si ottengono per il sistema di 24 *dispositivi isteretici* con 20 stelle ciascuno e quelli che si ottengono per

sistema di pilastri; solo successivamente vengono sommati, in modo tale da ottenere i risultati della struttura. Infatti, la curva di progetto della struttura è data dalla somma della curva ottenuta per il sistema di pilastri e da quella ottenuta per il sistema di *dispositivi isteretici*. I *punti di verifica* per la struttura devono cadere sulla propria curva e devono soddisfare gli *obiettivi prestazionali* imposti.

Relativamente ai risultati che si ottengono dalle analisi time-history effettuate separatamente sul sistema di *dispositivi isteretici* e sul sistema di pilastri, si segue quanto descritto nei case studies precedenti: si considerano, perciò, sempre i massimi spostamenti in valore assoluto e le massime forze in valore assoluto per ciascun “*livello di intensità sismica*” imposto, secondo dei criteri analoghi (cfr. § 4.1.3.2.1. - § 4.1.3.2.2.).

4.4.5.1.1. Risultati delle analisi time-history dell’edificio con dispositivi isteretici con 20 stelle

I *punti di verifica* determinati per la struttura si ottengono seguendo un procedimento identico a quello di tutti i case studies precedentemente descritti. Infatti, si considera l’accoppiamento del massimo spostamento in valore assoluto del primo piano, con il massimo taglio complessivo alla base in valore assoluto. Tali valori vengono ricavati secondo i criteri riportati al paragrafo 4.1.3.2.3. Ad ogni modo, per chiarezza, vengono riportati all’interno delle seguenti tabelle, che riguardano, separatamente, spostamento e taglio alla base per ciascun “*livello di intensità sismica*” considerato.

4.4.5.1.2. Punti di verifica sulla Mappa dei Comportamenti della struttura nel diagramma Forze-Spostamenti

I “*punti di verifica*” per la struttura sono individuati dal massimo spostamento in valore assoluto del primo piano in funzione del taglio complessivo massimo in valore assoluto alla base, per ogni sisma con cui è stato sollecitato l’edificio per ciascuno dei “*livelli di intensità sismica*” considerati. Tali *punti di verifica* coincidono con la somma, a parità di spostamento, dei *punti di verifica* ottenuti per il sistema di dispositivi e per il sistema di pilastri.

Si decide di plottare questi punti (*punti di verifica*) sulla *Mappa dei Comportamenti* della struttura nel diagramma Forze–Spostamenti per verificare che intercettino la curva di

progetto della struttura al fine di soddisfare degli “*obiettivi prestazionali*”, per il particolare sito considerato.

Per chiarezza, all’interno delle seguenti tabelle, vengono riportati i valori che riguardano, separatamente, spostamento e taglio alla base per ciascun “*livello di intensità sismica*” considerato, in direzione x e in direzione y. In più, in corrispondenza a ciascun blocco di tabelle inerenti a spostamento e taglio, si visualizzano i *punti di verifica*, così ricavati, sulla *Mappa dei comportamenti* della struttura nel diagramma Forze-Spostamenti, in entrambe le direzioni

Tabella 4.184: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “*stella*” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Max	0.000796	
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Min	-0.000625	0.000796
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Max	0.000960	
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Min	-0.000902	0.000960
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Max	0.000547	
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Min	-0.000733	0.000733
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Max	0.000821	
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Min	-0.000936	0.000936
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Max	0.001017	
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Min	-0.001090	0.001090
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Max	0.000585	
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Min	-0.000721	0.000721
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Max	0.000606	
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Min	-0.000623	0.000623
spostamento medio [m]				0.000837

Tabella 4.185: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “*stella*” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Occasionale*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Max	0.001098	
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Min	-0.001055	0.001098
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Max	0.001221	
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Min	-0.001471	0.001471
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Max	0.001541	
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Min	-0.001611	0.001611
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Max	0.000679	
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Min	-0.000757	0.000757
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Max	0.000470	
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Min	-0.000568	0.000568
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Max	0.001057	
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Min	-0.001113	0.001113
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Max	0.000991	
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Min	-0.001145	0.001145
spostamento medio [m]				0.001109

Tabella 4.186: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Raro*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Max	0.003079	
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Min	-0.002644	0.003079
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Max	0.001697	
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Min	-0.001534	0.001697
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Max	0.001834	
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Min	-0.002093	0.002093
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Max	0.002277	
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Min	-0.002826	0.002826
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Max	0.003077	
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Min	-0.003028	0.003077
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Max	0.001983	
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Min	-0.002002	0.002002
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Max	0.002261	
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Min	-0.002376	0.002376
spostamento medio [m]				0.002450

Tabella 4.187: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Molto Raro*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Max	0.002098	
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Min	-0.002122	0.002122
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Max	0.002427	
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Min	-0.002451	0.002451
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Max	0.002766	
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Min	-0.002907	0.002907
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Max	0.003602	
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Min	-0.003637	0.003637
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Max	0.002820	
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Min	-0.002912	0.002912
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Max	0.002035	
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Min	-0.002338	0.002338
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Max	0.002612	
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Min	-0.002745	0.002745
spostamento medio [m]				0.002730

Tabella 4.188: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Max	72.2537	
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Min	-92.0553	92.0553
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Max	104.3434	
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Min	-110.9768	110.9768
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Max	84.8034	
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Min	-63.2386	84.8034
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Max	108.2728	
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Min	-94.9190	108.2728
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Max	126.0784	
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Min	-117.6599	126.0784
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Max	83.3585	
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Min	-67.6881	83.3585
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Max	72.0907	
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Min	-70.0358	72.0907
taglio medio [t]				96.8051

Tabella 4.189: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Occasionale*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Max	122.0392	
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Min	-126.9420	126.9420
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Max	170.1182	
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Min	-141.1520	170.1182
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Max	186.2729	
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Min	-178.2460	186.2729
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Max	87.5745	
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Min	-78.5400	87.5745
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Max	65.6365	
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Min	-54.3759	65.6365
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Max	128.6889	
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Min	-122.2548	128.6889
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Max	132.4373	
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Min	-114.5518	132.4373
taglio medio [t]				128.2386

Tabella 4.190: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Raro*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Max	305.7752	356.0964
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Min	-356.0964	
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Max	177.4107	196.2085
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Min	-196.2085	
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Max	241.9992	241.9992
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Min	-212.0358	
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Max	326.7836	326.7836
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Min	-263.3456	
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Max	350.1652	355.7764
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Min	-355.7764	
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Max	231.5551	231.5551
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Min	-229.2891	
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Max	274.7590	274.7590
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Min	-261.4286	
taglio medio [t]				283.3112

Tabella 4.191: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Molto Raro*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Max	245.4429	245.4429
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Min	-242.6079	
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Max	283.3958	283.3958
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Min	-280.6225	
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Max	336.2183	336.2183
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Min	-319.9061	
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Max	420.6014	420.6014
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Min	-416.4780	
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Max	336.7460	336.7460
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Min	-326.1079	
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Max	270.4175	270.4175
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Min	-235.3312	
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Max	317.4599	317.4599
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Min	-302.0121	
taglio medio [t]				315.7545

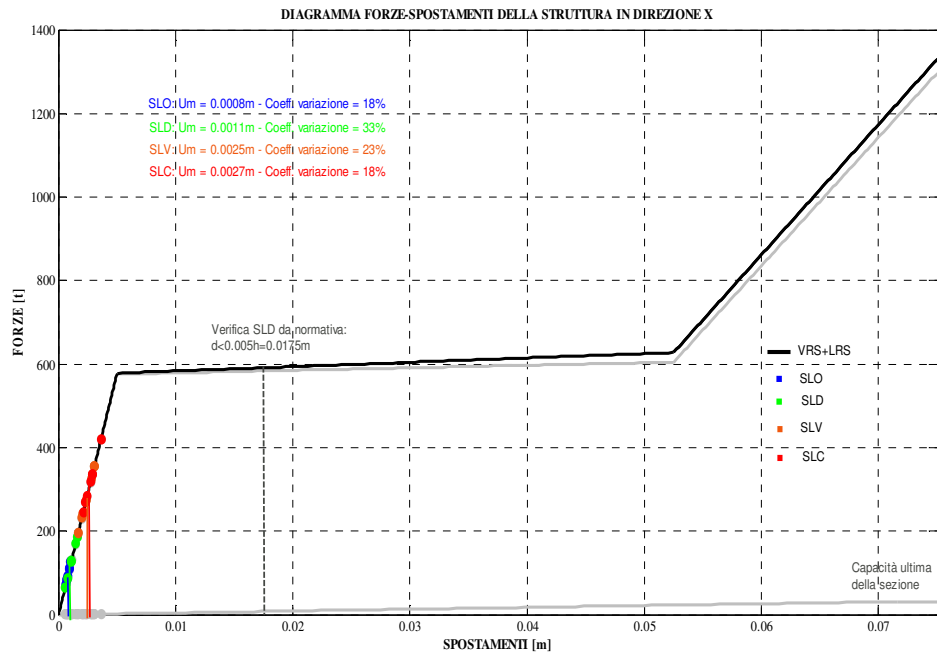


Figura 4.37 – Verifica della struttura in direzione x sulla Mappa dei comportamenti nel diagramma Forze-Spostamenti.

Tabella 4.192: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Frequente*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase	CaseType	StepType	U1	massimo spostamento
Text	Text	Text	m	in valore assoluto
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Max	0.000793	
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Min	-0.000621	0.000793
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Max	0.000960	
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Min	-0.000890	0.000960
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Max	0.000536	
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Min	-0.000729	0.000729
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Max	0.000827	
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Min	-0.000940	0.000940
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Max	0.001003	
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Min	-0.001079	0.001079
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Max	0.000574	
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Min	-0.000711	0.000711
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Max	0.000597	
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Min	-0.000618	0.000618
spostamento medio [m]				0.000833

Tabella 4.193: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Occasionale*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Max	0.001098	
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Min	-0.001055	0.001098
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Max	0.001221	
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Min	-0.001471	0.001471
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Max	0.001541	
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Min	-0.001611	0.001611
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Max	0.000679	
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Min	-0.000757	0.000757
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Max	0.000470	
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Min	-0.000568	0.000568
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Max	0.001057	
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Min	-0.001113	0.001113
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Max	0.000991	
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Min	-0.001145	0.001145
spostamento medio [m]				0.001109

Tabella 4.194: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Raro*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Max	0.003079	
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Min	-0.002644	0.003079
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Max	0.001697	
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Min	-0.001534	0.001697
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Max	0.001834	
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Min	-0.002093	0.002093
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Max	0.002277	
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Min	-0.002826	0.002826
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Max	0.003077	
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Min	-0.003028	0.003077
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Max	0.001983	
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Min	-0.002002	0.002002
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Max	0.002261	
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Min	-0.002376	0.002376
spostamento medio [m]				0.002450

Tabella 4.195: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Molto Raro*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Max	0.002098	
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Min	-0.002122	0.002122
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Max	0.002427	
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Min	-0.002451	0.002451
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Max	0.002766	
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Min	-0.002907	0.002907
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Max	0.003602	
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Min	-0.003637	0.003637
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Max	0.002820	
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Min	-0.002912	0.002912
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Max	0.002035	
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Min	-0.002338	0.002338
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Max	0.002612	
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Min	-0.002745	0.002745
spostamento medio [m]				0.002730

Tabella 4.196: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Frequente*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Max	72.2624	
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Min	-92.3128	92.3128
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Max	103.6437	
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Min	-111.7924	111.7924
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Max	84.8506	
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Min	-62.4049	84.8506
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Max	109.4225	
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Min	-96.2974	109.4225
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Max	125.6316	
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Min	-116.7115	125.6316
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Max	82.7552	
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Min	-66.7794	82.7552
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Max	71.9811	
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Min	-69.4531	71.9811
taglio medio [t]				96.9637

Tabella 4.197: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Occasionale*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Max	122.0392	126.9420
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Min	-126.9420	
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Max	170.1182	170.1182
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Min	-141.1520	
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Max	186.2729	186.2729
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Min	-178.2460	
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Max	87.5745	87.5745
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Min	-78.5400	
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Max	65.6365	65.6365
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Min	-54.3759	
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Max	128.6889	128.6889
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Min	-122.2548	
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Max	132.4373	132.4373
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Min	-114.5518	
taglio medio [t]				128.2386

Tabella 4.198: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Raro*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Max	305.7752	356.0964
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Min	-356.0964	
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Max	177.4107	196.2085
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Min	-196.2085	
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Max	241.9992	241.9992
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Min	-212.0358	
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Max	326.7836	326.7836
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Min	-263.3456	
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Max	350.1652	355.7764
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Min	-355.7764	
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Max	231.5551	231.5551
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Min	-229.2891	
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Max	274.7590	274.7590
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Min	-261.4286	
taglio medio [t]				283.3112

Tabella 4.199: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Molto Raro”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Max	245.4429	245.4429
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Min	-242.6079	
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Max	283.3958	283.3958
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Min	-280.6225	
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Max	336.2183	336.2183
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Min	-319.9061	
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Max	420.6014	420.6014
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Min	-416.4780	
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Max	336.7460	336.7460
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Min	-326.1079	
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Max	270.4175	270.4175
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Min	-235.3312	
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Max	317.4599	317.4599
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Min	-302.0121	
taglio medio [t]				315.7545

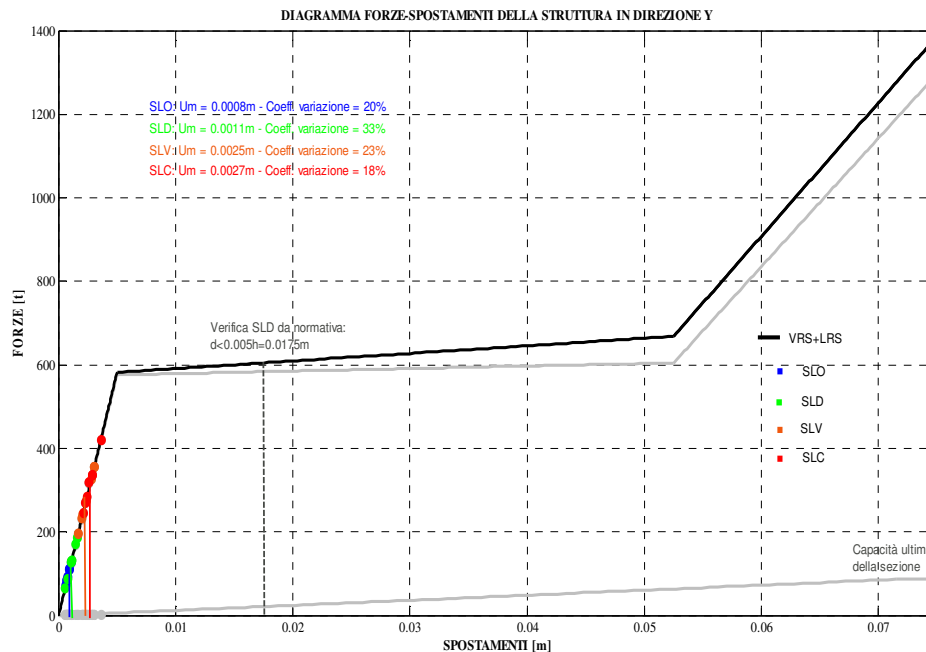


Figura 4.38 – Verifica della struttura in direzione y sulla Mappa dei comportamenti nel diagramma Forze-Spostamenti

Dalle Figure 4.37-4.38 è facile osservare che i *punti di verifica* si sovrappongono perfettamente alla curva di progetto della struttura.

I punti blu rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Frequente”; i punti verdi rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Occasionale”; i punti arancioni rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti

spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Raro*”; i punti rossi rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Molto Raro*”.

Le linee verticali degli stessi colori mostrano i punti medi di ciascun *livello di intensità sismica* considerato.

Sia in direzione x, che in direzione y, quando la struttura viene sollecitata da dei sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*” è perfettamente in grado di soddisfare il “*livello prestazionale*” di “*Fully Operational*” in quanto si trova in campo elastico-lineare. Infatti, tutti i punti in blu sono disposti lungo il primo tratto della curva e il valore medio 0.0008m, calcolato per gli spostamenti subiti dalla struttura soggetta ad un “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*”, si dispone ben prima dello spostamento di snervamento della struttura, $\delta_y = 0.005\text{m}$. Questo accade nell’analisi del modello in entrambe le direzioni.

Nel caso di sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Occasionale*” gli spostamenti che subisce la struttura continuano nuovamente a disporsi tutti lungo il primo tratto della curva (punti verdi). Infatti, il valore medio 0.0011m, calcolato per gli spostamenti subiti dalla struttura soggetta ad un “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Occasionale*”, è sempre più piccolo dello spostamento di snervamento della struttura, δ_y , imposto a 0.005m. Si può, quindi affermare, che anche il “*livello prestazionale*” di “*Operational*” è soddisfatto.

Anche nel caso di sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Raro*”, i punti arancioni, che rappresentano gli spostamenti registrati sulla struttura in tali condizioni, continuano a disporsi tutti lungo il primo tratto della curva. Lo spostamento medio è pari a 0.0025m ed è molto più piccolo dello spostamento limite per il “*livello prestazionale*” di “*Life-Safe*”, che è invece pari a 0.0525m: la struttura è in grado di soddisfare tale “*livello prestazionale*” in corrispondenza di un “*Terremoto Raro*”.

Infine, considerando il caso di sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Molto Raro*”, si può notare come i punti in rosso continuano tutti a rimanere in corrispondenza del primo tratto della curva. Il loro valore medio, infatti, è pari a 0.0027m, molto più piccolo del limite di 0.0525m, quindi, anche in corrispondenza di un “*Terremoto Molto Raro*”, il “*livello prestazionale*” di “*Life-Safe*” continua ad essere soddisfatto.

Nella due figure vengono, poi, riportate in grigio anche le due curve che descrivono, rispettivamente, il comportamento del sistema di pilastri (*Vertical Resisting System, VRS*), cioè del sistema progettato per resistere ai carichi verticali che, con la propria rigidità laterale contribuisce a resistere anche i carichi orizzontali, e il comportamento del sistema resistente ai carichi orizzontali (*Lateral Resisting System, LRS*) costituito dai *dispositivi isteretici a forma di “stella”*.

Sia per il VRS che per l’LRS, plottando i rispettivi *punti di verifica* precedentemente definiti, si può notare la loro precisa sovrapposizione con le curve che descrivono i due sistemi

Questa è un’ulteriore verifica di quanto già ripetuto in precedenza: la curva di progetto della struttura nasce dalla somma della curva individuata per il sistema di pilastri e della curva individuata per il sistema resistente alle azioni orizzontali costituito dai *dispositivi isteretici a forma di “stella”* disposti tra il piano terra e il primo piano.

Come riportato anche nel case study descritto al capitolo 3, anche in questo caso è possibile proporre un confronto tra i valori di spostamento registrati sulla struttura in entrambe le direzioni e i valori limite riportati nella normativa.

È possibile notare che lo spostamento limite da normativa allo *Stato Limite di Danno* è superiore allo spostamento medio registrato in corrispondenza di tutti i *“livelli di intensità sismica”* definiti, quindi la verifica è ampiamente soddisfatta.

In più, tenendo conto del fatto che lo spostamento ultimo della sezione del pilastro in direzione debole è circa 0.15m, lo spostamento medio che si ha per il *“livello di intensità sismica”* definito *“Terremoto Molto Raro”*, pari a 0.0027m, è più piccolo; anche da questo punto di vista la verifica è sicuramente soddisfatta.

In conclusione, l’utilizzo di 24 *dispositivi isteretici* con 20 stelle è estremamente adeguato a garantire il rispetto degli *obiettivi prestazionali* imposti inizialmente sulla struttura, in relazione al determinato sito a *bassa sismicità* preso in esame. Infatti, sotto queste determinate condizioni, sarebbe sicuramente più logico ridurre il numero di dispositivi o il numero di stelle che li compongono, e il rispetto degli *obiettivi prestazionali* continuerebbe ad essere verificato.

Confrontando i due modelli di telaio piano, quello per la direzione x e quello per la direzione y, si nota che si impiegano lo stesso numero di pilastri e lo stesso numero di

dispositivi isteretici. Si evidenzia, però, il fatto che aumenta la rigidezza alla traslazione orizzontale del sistema dei pilastri.

Sostanzialmente, quindi, gli spostamenti medi che si ottengono per ciascun “livello di intensità sismica” considerato sulla struttura sono molto simili, in quanto il numero di *dispositivi isteretici* impiegato è sempre lo stesso in entrambe le direzioni. È possibile, però, evidenziare un abbassamento degli spostamenti nel caso del modello piano della struttura in direzione y, soprattutto per quanto riguarda i valori medi degli spostamenti registrati nel caso di “*Terremoto Raro*” e “*Terremoto Molto Raro*”. Questo è dovuto al fatto che, in questo caso, pur avendo sempre lo stesso numero di pilastri, cambia la disposizione della loro sezione, secondo la propria direzione forte. Quindi, gli spostamenti più elevati, sono quelli che risentono maggiormente dell’incremento di rigidezza del sistema di pilastri, che si ha nel passare dal modello in direzione x al modello in direzione y; per questo, subiscono un abbassamento maggiore che si può rilevare confrontando i due casi.

4.4.6. ZONA AD ALTA SISMICITA’

Si considera di disporre l’edificio a 3 piani, così descritto e modellato in entrambe le direzioni, in una zona ad *alta sismicità*, nella città di Reggio Calabria.

4.4.5.1. ANALISI DINAMICHE NON LINEARI DI TIPO TIME-HISTORY

Si procede con la verifica della struttura in direzione x tramite delle analisi dinamiche non lineari di tipo *time-history*.

Il telaio piano verrà sollecitato con accelerogrammi spettro-compatibili al “livello di intensità sismica” che verrà di volta in volta preso in esame. Dal momento che il sito considerato è la città di Reggio Calabria, gli accelerogrammi, vengono ricavati con il software *REXEL v 3.1 beta* sempre con gli stessi criteri illustrati nel paragrafo 3.5.3.1, ma tenendo conto delle azioni sismiche di riferimento riportate al paragrafo 4.3.

Le analisi *time-history* vengono condotte mantenendo separati i risultati che si ottengono per il sistema di 24 *dispositivi isteretici* con 20 stelle ciascuno e quelli che si ottengono per sistema di pilastri; solo successivamente vengono sommati, in modo tale da ottenere i risultati della struttura. Infatti, la curva di progetto della struttura è data dalla somma della

curva ottenuta per il sistema di pilastri e da quella ottenuta per il sistema di *dispositivi isteretici*. I *punti di verifica* per la struttura devono cadere sulla propria curva e devono soddisfare gli *obiettivi prestazionali* imposti.

Relativamente ai risultati che si ottengono dalle analisi time-history effettuate separatamente sul sistema di *dispositivi isteretici* e sul sistema di pilastri, si segue quanto descritto nei case studies precedenti: si considerano, perciò, sempre i massimi spostamenti in valore assoluto e le massime forze in valore assoluto per ciascun “*livello di intensità sismica*” imposto, secondo dei criteri analoghi (cfr. § 4.1.3.2.1. - § 4.1.3.2.2.).

4.4.5.1.1. Risultati delle analisi time-history dell’edificio con dispositivi isteretici con 20 stelle

I *punti di verifica* determinati per la struttura si ottengono seguendo un procedimento identico a quello di tutti i case studies precedentemente descritti. Infatti, si considera l’accoppiamento del massimo spostamento in valore assoluto del primo piano, con il massimo taglio complessivo alla base in valore assoluto. Tali valori vengono ricavati secondo i criteri riportati al paragrafo 4.1.3.2.3. Ad ogni modo, per chiarezza, vengono riportati all’interno delle seguenti tabelle, che riguardano, separatamente, spostamento e taglio alla base per ciascun “*livello di intensità sismica*” considerato.

4.4.5.1.2. Punti di verifica sulla Mappa dei Comportamenti della struttura nel diagramma Forze-Spostamenti

I “*punti di verifica*” per la struttura sono individuati dal massimo spostamento in valore assoluto del primo piano in funzione del taglio complessivo massimo in valore assoluto alla base, per ogni sisma con cui è stato sollecitato l’edificio per ciascuno dei “*livelli di intensità sismica*” considerati. Tali *punti di verifica* coincidono con la somma, a parità di spostamento, dei *punti di verifica* ottenuti per il sistema di dispositivi e per il sistema di pilastri.

Si decide di plottare questi punti (*punti di verifica*) sulla *Mappa dei Comportamenti* della struttura nel diagramma Forze–Spostamenti per verificare che intercettino la curva di progetto della struttura al fine di soddisfare degli “*obiettivi prestazionali*”, per il particolare sito considerato.

Per chiarezza, all'interno delle seguenti tabelle, vengono riportati i valori che riguardano, separatamente, spostamento e taglio alla base per ciascun "livello di intensità sismica" considerato, in direzione x e in direzione y. In più, in corrispondenza a ciascun blocco di tabelle inerenti a spostamento e taglio, si visualizzano i *punti di verifica*, così ricavati, sulla *Mappa dei comportamenti* della struttura nel diagramma Forze-Spostamenti, in entrambe le direzioni

Tabella 4.200: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di "stella" sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il "livello di intensità sismica" definito "Terremoto Frequente".

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Max	0.002162	
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Min	-0.001893	0.002162
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Max	0.003555	
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Min	-0.003692	0.003692
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Max	0.004797	
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Min	-0.004119	0.004797
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Max	0.003107	
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Min	-0.003138	0.003138
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Max	0.003602	
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Min	-0.004284	0.004284
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Max	0.002010	
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Min	-0.003286	0.003286
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Max	0.003670	
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Min	-0.003523	0.003670
spostamento medio [m]				0.003576

Tabella 4.201: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di "stella" sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il "livello di intensità sismica" definito "Terremoto Occasionale".

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Max	0.003044	
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Min	-0.002802	0.003044
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Max	0.005795	
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Min	-0.005520	0.005795
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Max	0.003927	
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Min	-0.004035	0.004035
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Max	0.003746	
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Min	-0.003790	0.003790
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Max	0.003747	
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Min	-0.004216	0.004216
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Max	0.002190	
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Min	-0.002782	0.002782
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Max	0.004686	
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Min	-0.005206	0.005206
spostamento medio [m]				0.004124

Tabella 4.202: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Raro*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Max	0.006211	
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Min	-0.015244	0.015244
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Max	0.004554	
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Min	-0.006993	0.006993
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Max	0.023308	
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Min	-0.006257	0.023308
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Max	0.010550	
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Min	-0.006419	0.010550
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Max	0.007330	
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Min	-0.019139	0.019139
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Max	0.028362	
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Min	-0.003127	0.028362
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Max	0.012268	
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Min	-0.007530	0.012268
spostamento medio [m]				0.016552

Tabella 4.203: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro–compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Molto Raro*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Max	0.006219	
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Min	-0.015805	0.015805
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Max	0.009771	
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Min	-0.019257	0.019257
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Max	0.031336	
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Min	-0.006200	0.031336
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Max	0.023635	
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Min	-0.004957	0.023635
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Max	0.012327	
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Min	-0.008395	0.012327
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Max	0.028573	
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Min	-0.019434	0.028573
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Max	0.017588	
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Min	-0.012543	0.017588
spostamento medio [m]				0.021217

Tabella 4.204: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Frequente*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Max	218.8971	
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Min	-249.9758	249.9758
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Max	426.9935	
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Min	-411.0921	426.9935
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Max	476.3037	
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Min	-554.6887	554.6887
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Max	362.8849	
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Min	-359.3337	362.8849
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Max	495.4294	
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Min	-416.4781	495.4294
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Max	379.9585	
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Min	-232.4469	379.9585
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Max	407.3413	
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Min	-424.3840	424.3840
taglio medio [t]				413.4735

Tabella 4.205: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Occasionale*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Max	324.0320	
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Min	-351.9721	351.9721
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Max	578.7393	
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Min	-579.0269	579.0269
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Max	466.5560	
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Min	-454.0676	466.5560
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Max	438.2910	
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Min	-433.2284	438.2910
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Max	487.5875	
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Min	-433.3246	487.5875
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Max	321.7522	
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Min	-253.1918	321.7522
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Max	578.4104	
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Min	-565.3907	578.4104
taglio medio [t]				460.5137

Tabella 4.206: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Raro”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Max	588.9045	588.9045
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Min	-579.4615	
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Max	580.2788	580.2788
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Min	-526.5925	
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Max	579.5091	597.3342
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Min	-597.3342	
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Max	579.6792	583.9974
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Min	-583.9974	
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Max	592.9766	592.9766
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Min	-580.6309	
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Max	573.4143	602.6177
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Min	-602.6177	
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Max	580.8406	585.7933
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Min	-585.7933	
taglio medio [t]				590.2718

Tabella 4.207: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Molto Raro”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Max	589.4906	589.4906
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Min	-579.4699	
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Max	593.0993	593.0993
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Min	-583.1833	
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Max	579.4494	605.7269
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Min	-605.7269	
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Max	573.2275	597.6764
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Min	-597.6764	
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Max	581.7449	585.8550
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Min	-585.8550	
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Max	593.2844	602.8384
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Min	-602.8384	
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Max	586.0814	591.3546
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Min	-591.3546	
taglio medio [t]				595.1487

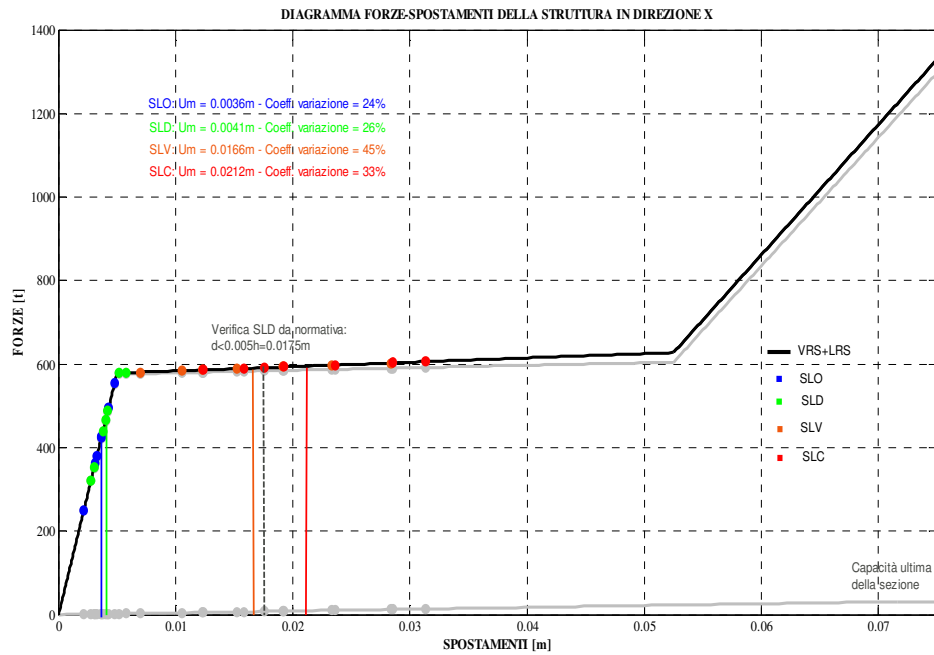


Figura 4.39 – Verifica della struttura in direzione x sulla Mappa dei comportamenti nel diagramma Forze-Spostamenti.

Tabella 4.208: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Frequente*”.

TABLE: Joint Displacements					
OutputCase	CaseType	StepType	U1	massimo spostamento	
Text	Text	Text	m	in valore assoluto	
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Max	0.002152		
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Min	-0.001876		0.002152
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Max	0.003476		
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Min	-0.003628		0.003628
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Max	0.004777		
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Min	-0.004127		0.004777
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Max	0.003084		
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Min	-0.003113		0.003113
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Max	0.003524		
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Min	-0.004186		0.004186
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Max	0.001976		
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Min	-0.003252		0.003252
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Max	0.003607		
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Min	-0.003461		0.003607
spostamento medio [m]					0.003531

Tabella 4.209: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Occasionale*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Max	0.003005	
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Min	-0.002785	0.003005
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Max	0.005759	
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Min	-0.005495	0.005759
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Max	0.003936	
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Min	-0.004020	0.004020
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Max	0.003716	
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Min	-0.003761	0.003761
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Max	0.003746	
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Min	-0.004267	0.004267
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Max	0.002182	
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Min	-0.002766	0.002766
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Max	0.004705	
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Min	-0.005154	0.005154
spostamento medio [m]				0.004105

Tabella 4.210: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Raro*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Max	0.006131	
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Min	-0.015367	0.015367
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Max	0.004493	
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Min	-0.006792	0.006792
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Max	0.022817	
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Min	-0.006289	0.022817
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Max	0.009993	
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Min	-0.006673	0.009993
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Max	0.008153	
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Min	-0.018469	0.018469
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Max	0.026138	
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Min	-0.003119	0.026138
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Max	0.012326	
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Min	-0.007585	0.012326
spostamento medio [m]				0.015986

Tabella 4.211: Spostamenti massimi del primo piano della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Molto Raro*”.

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	massimo spostamento in valore assoluto
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Max	0.006653	
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Min	-0.015502	0.015502
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Max	0.009631	
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Min	-0.018142	0.018142
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Max	0.030258	
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Min	-0.006541	0.030258
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Max	0.022142	
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Min	-0.004949	0.022142
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Max	0.012459	
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Min	-0.008122	0.012459
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Max	0.026869	
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Min	-0.018448	0.026869
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Max	0.017256	
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Min	-0.012777	0.017256
spostamento medio [m]				0.020375

Tabella 4.212: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “*Terremoto Frequente*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Max	218.4259	
DIN_NL_S1_FO	NonDirHist	Min	-250.4816	250.4816
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Max	422.3285	
DIN_NL_S2_FO	NonDirHist	Min	-404.6699	422.3285
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Max	480.4564	
DIN_NL_S3_FO	NonDirHist	Min	-556.0558	556.0558
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Max	362.3699	
DIN_NL_S4_FO	NonDirHist	Min	-359.0207	362.3699
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Max	487.3481	
DIN_NL_S5_FO	NonDirHist	Min	-410.2197	487.3481
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Max	378.6206	
DIN_NL_S6_FO	NonDirHist	Min	-229.9853	378.6206
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Max	402.9406	
DIN_NL_S7_FO	NonDirHist	Min	-419.9287	419.9287
taglio medio [t]				411.0190

Tabella 4.213: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Occasionale*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Max	324.1718	349.7729
DIN_NL_S1_O	NonDirHist	Min	-349.7729	
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Max	582.9472	583.4274
DIN_NL_S2_O	NonDirHist	Min	-583.4274	
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Max	467.9581	467.9581
DIN_NL_S3_O	NonDirHist	Min	-458.2436	
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Max	437.8631	437.8631
DIN_NL_S4_O	NonDirHist	Min	-432.5613	
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Max	496.6664	496.6664
DIN_NL_S5_O	NonDirHist	Min	-436.0322	
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Max	321.9543	321.9543
DIN_NL_S6_O	NonDirHist	Min	-254.0376	
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Max	582.3280	582.3280
DIN_NL_S7_O	NonDirHist	Min	-565.2981	
taglio medio [t]				462.8529

Tabella 4.214: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Raro*”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	massima reazione alla base in valore assoluto
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Max	600.8765	600.8765
DIN_NL_S1_LS	NonDirHist	Min	-584.1040	
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Max	585.3029	585.3029
DIN_NL_S2_LS	NonDirHist	Min	-523.0787	
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Max	584.3904	614.4064
DIN_NL_S3_LS	NonDirHist	Min	-614.4064	
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Max	585.0865	591.1163
DIN_NL_S4_LS	NonDirHist	Min	-591.1163	
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Max	606.5102	606.5102
DIN_NL_S5_LS	NonDirHist	Min	-587.7751	
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Max	573.9871	620.4380
DIN_NL_S6_LS	NonDirHist	Min	-620.4380	
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Max	586.7439	595.3548
DIN_NL_S7_LS	NonDirHist	Min	-595.3548	
taglio medio [t]				602.0007

Tabella 4.215: Tagli complessivi massimi alla base della struttura con dispositivi isteretici a forma di “stella” sollecitata dai sismi spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Molto Raro”.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	massima reazione alla base in valore assoluto
Text	Text	Text	Tonf	
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Max	601.1217	601.1217
DIN_NL_S1_NC	NonDirHist	Min	-585.0515	
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Max	605.9167	605.9167
DIN_NL_S2_NC	NonDirHist	Min	-590.4592	
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Max	584.8478	627.9213
DIN_NL_S3_NC	NonDirHist	Min	-627.9213	
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Max	576.1152	613.1813
DIN_NL_S4_NC	NonDirHist	Min	-613.1813	
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Max	587.7182	595.5953
DIN_NL_S5_NC	NonDirHist	Min	-595.5953	
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Max	606.4722	621.7652
DIN_NL_S6_NC	NonDirHist	Min	-621.7652	
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Max	596.1736	604.3074
DIN_NL_S7_NC	NonDirHist	Min	-604.3074	
taglio medio [t]				609.9727

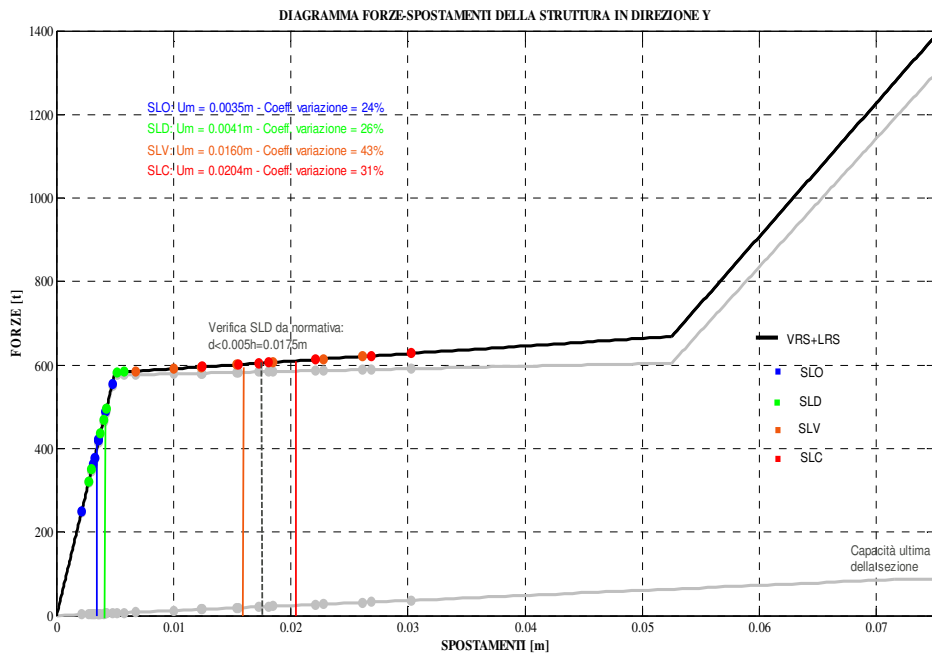


Figura 4.40 – Verifica della struttura in direzione y sulla Mappa dei comportamenti nel diagramma Forze-Spostamenti

Dalle Figure 4.39-4.40 è facile osservare che i *punti di verifica* si sovrappongono perfettamente alla curva di progetto della struttura.

I punti blu rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Frequente”; i punti verdi rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “livello di intensità sismica” definito “Terremoto Occasionale”; i punti arancioni rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti

spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Raro*”; i punti rossi rappresentano la risposta della struttura qualora sia sollecitata da terremoti spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Molto Raro*”.

Le linee verticali degli stessi colori mostrano i punti medi di ciascun *livello di intensità sismica* considerato.

Sia in direzione x, che in direzione y, quando la struttura viene sollecitata da dei sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*” è perfettamente in grado di soddisfare il “*livello prestazionale*” di “*Fully Operational*” in quanto si trova in campo elastico-lineare. Infatti, tutti i punti in blu sono disposti lungo il primo tratto della curva e il valore medio, 0.0037m nel caso della direzione x e 0.0036m nel caso della direzione y, calcolato per gli spostamenti subiti dalla struttura soggetta ad un “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Frequente*”, si dispone prima dello spostamento di snervamento della struttura, $\delta_y = 0.005\text{m}$. Questo accade nell’analisi del modello in entrambe le direzioni.

Nel caso di sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Occasionale*” gli spostamenti che subisce la struttura si dispongono in gran parte lungo il primo tratto della curva; solo nel caso di due sismi su sette lo spostamento è maggiore di quello di snervamento della struttura. Se si considera il valore medio, 0.0041m, calcolato per gli spostamenti subiti dalla struttura soggetta ad un “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Occasionale*”, è più piccolo dello spostamento di snervamento della struttura, δ_y , imposto a 0.005m. Si può, quindi affermare, che anche il “*livello prestazionale*” di “*Operational*” è soddisfatto.

Nel caso di sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Raro*”, i punti arancioni, che rappresentano gli spostamenti registrati sulla struttura in tali condizioni, si dispongono tutti lungo il secondo tratto della curva: lo spostamento medio è pari a 0.0166m nel caso della direzione x e a 0.0160m nel caso della direzione y, ed è più piccolo dello spostamento limite per il “*livello prestazionale*” di “*Life-Safe*”, che è invece di 0.0525m: la struttura è in grado di soddisfare tale “*livello prestazionale*” in corrispondenza di un “*Terremoto Raro*”.

Infine, considerando il caso di sismi spettro-compatibili con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Molto Raro*”, si può notare come i punti in rosso continuano tutti a rimanere in corrispondenza del secondo tratto della curva. Il loro valore medio, infatti, è pari a 0.0212m nel caso della direzione x e a 0.0204m nel caso della direzione y,

comunque sia sempre più piccolo del limite di 0.0525m, quindi, anche in corrispondenza di un “*Terremoto Molto Raro*”, il “*livello prestazionale*” di “*Life-Safe*” continua ad essere soddisfatto.

Nella due figure vengono, poi, riportate in grigio anche le due curve che descrivono, rispettivamente, il comportamento del sistema di pilastri (*Vertical Resisting System, VRS*), cioè del sistema progettato per resistere ai carichi verticali che, con la propria rigidità laterale contribuisce a resistere anche i carichi orizzontali, e il comportamento del sistema resistente ai carichi orizzontali (*Lateral Resisting System, LRS*) costituito dai *dispositivi isteretici a forma di “stella”*.

Sia per il VRS che per l’LRS, plottando i rispettivi *punti di verifica* precedentemente definiti, si può notare la loro precisa sovrapposizione con le curve che descrivono i due sistemi

Questa è un’ulteriore verifica di quanto già ripetuto in precedenza: la curva di progetto della struttura nasce dalla somma della curva individuata per il sistema di pilastri e della curva individuata per il sistema resistente alle azioni orizzontali costituito dai *dispositivi isteretici a forma di “stella”* disposti tra il piano terra e il primo piano.

Come riportato anche nel case study descritto al capitolo 3, anche in questo caso è possibile proporre un confronto tra i valori di spostamento registrati sulla struttura in entrambe le direzioni e i valori limite riportati nella normativa.

È possibile notare che lo spostamento limite da normativa allo *Stato Limite di Danno* è superiore allo spostamento medio registrato in corrispondenza del “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Occasionale*”. In più, in questo caso specifico è superiore anche al valore medio registrato nel caso di “*Terremoto Raro*”. È possibile, quindi, affermare che la verifica è abbondantemente soddisfatta.

In più, tenendo conto del fatto che lo spostamento ultimo della sezione del pilastro in direzione debole è circa 0.15m, lo spostamento medio che si ha per il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Molto Raro*”, pari a 0.0212m nel caso della direzione x, e a 0.0204m nel caso della direzione y, è più piccolo; anche da questo punto di vista la verifica è sicuramente soddisfatta.

In conclusione, l'utilizzo di 24 *dispositivi isteretici* con 20 stelle è adeguato a garantire il rispetto degli *obiettivi prestazionali* imposti inizialmente sulla struttura, in relazione al determinato sito ad *alta sismicità* preso in esame.

Si può osservare che si ottiene una situazione ottimale, precedentemente mai raggiunta nel caso dell'edificio a cinque piani situato in una zona ad *alta sismicità*.

Confrontando i due modelli di telaio piano, quello per la direzione x e quello per la direzione y, si nota che si impiegano lo stesso numero di pilastri e lo stesso numero di dispositivi isteretici. Si evidenzia, però, il fatto che aumenta la rigidezza alla traslazione orizzontale del sistema dei pilastri.

Sostanzialmente, quindi, gli spostamenti medi che si ottengono per ciascun "*livello di intensità sismica*" considerato sulla struttura sono molto simili, in quanto il numero di *dispositivi isteretici* impiegato è sempre lo stesso in entrambe le direzioni. È possibile, però, evidenziare un abbassamento degli spostamenti nel caso del modello piano della struttura in direzione y, soprattutto per quanto riguarda i valori medi degli spostamenti registrati nel caso di "*Terremoto Raro*" e "*Terremoto Molto Raro*". Questo è dovuto al fatto che, in questo caso, pur avendo sempre lo stesso numero di pilastri, cambia la disposizione della loro sezione, secondo la propria direzione forte. Quindi, gli spostamenti più elevati, sono quelli che risentono maggiormente dell'incremento di rigidezza del sistema di pilastri, che si ha nel passare dal modello in direzione x al modello in direzione y; per questo, subiscono un abbassamento maggiore che si può rilevare confrontando i due casi.

5. CONCLUSIONI

5.1. RISULTATI OTTENUTI

5.1.1. I PARTE

Dopo un capitolo introduttivo, relativo alla presentazione e definizione degli *obiettivi prestazionali sismici*, il capitolo 2 è considerato una delle parti fondamentali della presente tesi. Infatti, all'interno di tale capitolo viene descritto l'approccio generale da seguire

Nel capitolo 2 viene descritto, invece, l'approccio generale da seguire per l'individuazione della “*Mappa dei comportamenti*” della struttura (“*curva obiettivo*”) nel diagramma Forze-Spostamenti della struttura stessa, andando ad imporre precisi *obiettivi prestazionali sismici*. La “*curva obiettivo*” è considerata uno strumento progettuale estremamente importante in quanto consente il controllo del comportamento sismico della struttura. Infatti, sulla base di essa è possibile andare a dimensionare il sistema resistente alle azioni orizzontali per soddisfare gli *obiettivi prestazionali sismici* imposti.

La metodologia definita viene descritta in maniera dettagliata a partire da delle *condizioni matematiche* che derivano dalla definizione degli *obiettivi prestazionali* come unione tra *livello prestazionale*, cioè lo stato limite, in cui si deve trovare la struttura e *livello di intensità sismica*.

Il risultato fondamentale ottenuto in questo ambito è rappresentato dalla determinazione in forma chiusa di due espressioni che restituiscono due curve ben definite sul diagramma Forze-Spostamenti. Tali curve rappresentano la disposizione dei *target points* (individuati da precisi valori di rigidezza, forza e spostamento) in corrispondenza, rispettivamente, dei *livelli prestazionali* di “*Operational*” e di “*Life-Safe*”.

- nel caso del *livello prestazionale* di “*Operational*” si ottiene una precisa curva che ha l'andamento di una iperbole equilatera riferita ai propri assi; in essa sono contenute le informazioni relative al sito in cui si realizza l'edificio e al tipo di struttura che si considera. Una volta determinati questi due aspetti, l'unico parametro progettuale che si può far variare è $\delta_{\text{predicted(expected),occasional}}$, lo spostamento richiesto dal sisma, in corrispondenza di un *livello di intensità sismica*

definito “*Terremoto Occasionale*”, che la struttura deve raggiungere al *livello prestazionale* di “*Operational*”. Nasce la necessità di limitare tale valore:

- deve essere un valore piccolo per evitare la nascita degli effetti del secondo ordine e, soprattutto il danneggiamento degli elementi non strutturali;
- deve essere un valore leggermente grande per non avere, poi delle forze eccessive che agiscono sulla struttura. Infatti, all’aumentare dello spostamento cresce la rigidità che dipende da esso e, di conseguenza, viene incrementata la forza in maniera iperbolica.

Da queste osservazioni deriva la necessità di porre una limitazione a tale valore, considerata dalla normativa pari allo 0.5%h, cioè dell’altezza di interpiano.

$$\delta_{\text{predicted(expected),occasional}} \leq \delta_{\text{desired,O}} (= 0.5\%h)$$

È una disuguaglianza che serve per minimizzare le forze, una volta soddisfatti i requisiti sugli elementi non strutturali.

Infatti, il segno di uguaglianza deriva dal fatto che il valore $\delta_{\text{predicted(expected),occasional}}$ deve essere piccolo e, quindi, uguale al piccolo spostamento di target imposto; mentre il segno $<$ deriva dall’imposizione di un limite superiore, in quanto il valore $\delta_{\text{predicted(expected),occasional}}$ deve essere leggermente grande, ma non troppo.

- nel caso del *livello prestazionale* di “*Life-Safe*” si ottiene, invece, una curva non ben riconducibile ad un’espressione nota, in cui si evidenzia, però, la dipendenza della forza che viene richiesta dal sisma alla struttura in corrispondenza del *livello di intensità sismica* definito “*Terremoto Raro*”, $F_{\text{predicted(expected),rare}}$ dalla scelta del sito e della struttura, dallo spostamento richiesto dal sisma in tali condizioni e dallo spostamento di snervamento per la struttura.

Gli studi analitici, condotti nel dettaglio, vengono riportati nell’Appendice A e nell’Appendice B.

5.1.2. II PARTE

Nella seconda parte della tesi (capitolo 3) si procede alla progettazione e analisi dell’edificio a cinque piani in acciaio sito in una zona a *media sismicità*, Bologna. In esso

vengono inseriti dei particolari *dispositivi isteretici* prodotti dalla ditta ALGA, il cui legame costitutivo è già determinato e noto.

I dispositivi hanno delle caratteristiche fondamentali di spostamento e forza che descrivono un preciso legame costitutivo che fa emergere una elevata rigidezza in corrispondenza del tratto elastico-lineare, in quanto lo spostamento in corrispondenza dello snervamento è molto piccolo, 0.5cm.

Le caratteristiche del sistema strutturale che verrà progettato sono di seguito sinteticamente riportate:

- 4) separazione fra il sistema resistente alle azioni orizzontali e sistema resistente alle azioni verticali;
- 5) realizzazione di uno specifico sistema resistente alle azioni orizzontali (mediante l'utilizzo dei *dispositivi isteretici*) in grado di realizzare una sorta di “isolamento” sismico (o, analogamente, in grado di realizzare una sorta di “soft-storey” aggiornato) in corrispondenza del primo piano (piano nel quale verranno disposti i *dispositivi isteretici*);
- 6) concentrazione delle deformazioni in corrispondenza del primo piano in cui sono disposti i *dispositivi isteretici*: il resto della struttura rimane sempre in campo elastico lineare.

Si riassumono i passi seguiti per applicare questo innovativo approccio alla progettazione (*Stiffness-Strength-Ductility-Design Approach*):

I Step) determinazione della *Mappa dei Comportamenti* della struttura: rappresentazione dei punti obiettivo (“*target points*”) per la struttura stessa definibili in termini di rigidezza (*stiffness*), forza (*strength*) e duttilità (*ductility*); vengono ricavati mediante l'utilizzo delle curve ricavate in forma chiusa, come descritto nei passi precedenti;

II Step) *Dimensionamento e Progettazione* di un sistema strutturale specifico per sostenere i carichi orizzontali derivanti da sollecitazioni sismiche sulla base degli “*obiettivi prestazionali*” individuati nella I fase;

III Step) *Verifica e Analisi* del comportamento globale della struttura in caso di sisma valutabile in termini di massimo spostamento raggiunto.

In sintesi, i risultati ottenuti sono i seguenti:

- progettazione di un edificio sulla base di “*obiettivi prestazionali*” secondo il *Performance Based Seismic Design*;
- progettazione di un edificio sulla base del massimo spostamento atteso dalla struttura secondo il *Direct Displacement-Based Design*;
- progettazione di uno specifico sistema resistente (impiego dei *dispositivi isteretici*) per sostenere i carichi orizzontali derivanti dalle sollecitazioni sismiche del tutto indipendente dal sistema resistente alle azioni verticali progettato solo sulla base dei carichi verticali stessi;
- imposizione in fase di progettazione della risposta dinamica della struttura a seguito di un sisma: il progettista svolge un “ruolo attivo” nella progettazione “guidando” la struttura ad assumere un prefissato comportamento in fase elastica e post-elastica;
- verifica dell’esattezza di tale procedimento progettuale mediante analisi statiche non lineari;
- completa separazione tra la fase di progettazione e la fase di verifica del comportamento dinamico della struttura.

5.1.3. III PARTE

Nella terza parte della presente tesi (capitolo 4), a partire dalle considerazioni fatte relativamente ai risultati ottenuti per l’edificio in acciaio a cinque piani situato in una zona a *media sismicità*, in cui vengono inseriti questi particolari *dispositivi isteretici*, nasce la necessità di vedere come cambia il comportamento della struttura al variare del sito, del numero di stelle che costituiscono il dispositivo e del numero di piani della struttura.

Lo scopo di queste ulteriori analisi è quello di descrivere in che modo varia il rispetto o meno degli *obiettivi prestazionali* imposti, seguendo, questa volta, un percorso inverso rispetto all’approccio generale descritto in precedenza. Infatti, si considera noto lo *specifico sistema resistente alle azioni orizzontali* costituito dai *dispositivi isteretici* e lo si applica a struttura esistenti progettate per resistere ai soli carichi verticali.

I risultati che si ottengono sono molto differenti da un caso all’altro, a dimostrazione del fatto che sono molte le componenti che definiscono il soddisfacimento degli obiettivi prestazionali imposti. È possibile, per ogni case study analizzato, individuare la situazione migliore e ottimale da poter adottare.

5.2. CONSIDERAZIONI FINALI

La *progettazione prestazionale*: “*Performance Based Seismic Design*”, nata recentemente a partire dal documento *Vision 2000* (Sacramento, CA, 1995), ha come intento quello di fornire ai progettisti un metodo che consenta loro di progettare, costruire e conservare gli edifici in modo tale che questi siano in grado di esplicitare determinate *prestazioni* se sottoposti a determinati *livelli di intensità sismica*, ovvero siano in grado di soddisfare prefissati “*obiettivi prestazionali*”. Gli “*obiettivi prestazionali*” (*Performance Objectives*) nascono dunque dall’unione dei cosiddetti “*livelli prestazionali*” e i cosiddetti “*livelli di intensità sismica*” previsti e descritti nel documento *Vision2000*, e possono essere più o meno stringenti in base all’importanza della struttura stessa.

In questa tesi sono state progettate delle strutture non di particolare importanza e quindi che debbano soddisfare l’“*obiettivo prestazionale*” definito dal documento “*Vision 2000*” come “*Basic Objective*”. Il “*Basic Objective*” prevede il soddisfacimento di quattro “*obiettivi prestazionali*” individuati dall’unione dei quattro *livelli di intensità sismica*: “*earthquake design level*” con i quattro “*livelli prestazionali*”: “*earthquake performance level*”, ovvero condizioni di stato della struttura definibili in termini di funzionalità e danneggiamenti della stessa. Grazie all’impiego di *dispositivi isteretici* prodotti dalla ditta *Alga* come elementi strutturali specifici resistenti alle azioni orizzontali, la struttura realizzata nella zona di *media sismicità* è in grado di garantire le seguenti *performances*:

- 1) allo *Stato Limite di Operatività* rimangono in campo elastico lineare risultando immediatamente agibili: si trovano nella condizione di “*Fully Operational*” in caso di “*Sisma Frequente*”;
- 2) allo *Stato Limite di Danno* presentano una moderata escursione in campo plastico subendo lievi danneggiamenti che possono essere ripristinati in un periodo di tempo breve: stato di “*Operational*” in caso di “*Sisma Occasionale*”;
- 3) allo *Stato Limite di Salvaguardia della Vita* limitano gli spostamenti e le accelerazioni permettendo agli occupanti di uscire incolumi (“*Life - Safe*”) dalle strutture in caso di “*Sisma Raro*”;
- 4) allo *Stato Limite di Collasso* mostrano ancora ampie risorse avendo come prerogativa fondamentale un’elevatissima duttilità: condizione di “*Near - Collapse*” in caso di “*Sisma Molto Raro*”.

L'imposizione degli "obiettivi prestazionali" di cui sopra nella fase di progettazione e il controllo del soddisfacimento degli stessi nella fase di verifica si è resa possibile attraverso l'impiego di un nuovo approccio alla progettazione sismica delle strutture che riassume in un'unica e globale strategia tutti gli innovativi contributi definito *Stiffness-Strength-Ductility-Design Approach*. Tale metodo di progettazione, che è del tutto generale, in questo caso specifico, si è avvalso dell'utilizzo dei *dispositivi isteretici* come elementi resistenti alle azioni orizzontali.

Essi, infatti, hanno permesso:

- il raggiungimento di "obiettivi prestazionali" (*PBSD*): diviene possibile identificare e "comunicare" correttamente quale sarà il comportamento sismico atteso da una data struttura;
- la rappresentazione della prestazione della struttura sulla base della massima risposta in termini di spostamento (*DDBD*);
- la progettazione di uno *specifico sistema strutturale* resistente ai carichi orizzontali;
- l' "imposizione" da parte del progettista della risposta dinamica della struttura a seguito di un sisma.

È stato realizzato un completo "splitting" tra la fase iniziale di progettazione e dimensionamento e la fase finale di analisi e verifica.

Inoltre, è importante sottolineare che la progettazione è risultata semplice e sintetica basandosi sull'approccio generale inizialmente messo a punto per individuare gli "obiettivi prestazionali" e il dimensionamento è avvenuto agevolmente riferendosi a delle formule ricavate in campo elastico-lineare.

Infine, i *dispositivi isteretici* si sono mostrati soddisfacenti nel rispetto di tutti i "Performance Objectives" su cui si basa la progettazione sismica prestazionale dell'edificio in acciaio a cinque piani nella zona a *media sismicità*.

Emerge, però, il fatto che il vincolo iniziale posto sullo spostamento allo snervamento per questo tipo di dispositivi è molto vincolante. Infatti, il valore è molto piccolo, 0.5cm, costringe a richiedere obiettivi prestazionali ottimizzati rispetto a quelli sanciti dalla norma, a scapito di elevate rigidità in corrispondenza del tratto elastico-lineare.

Anche prendendo in considerazione i confronti del capitolo finale, si nota come le strutture che si vengono a creare sono molto rigide.

5.3. SVILUPPI FUTURI

È stato dimostrato ampiamente che i *dispositivi isteretici* costituiscono uno specifico sistema resistente alle azioni orizzontali con delle peculiarità tali per cui consente di progettare la struttura, nella quale viene inserito, sulla base di “*obiettivi prestazionali*”: “*Performance Based Seismic Design*” e sulla base della massima risposta attesa in termini di spostamento: “*Direct Displacement-Based Design*”, realizzando, però, delle strutture molto rigide

Uno sviluppo futuro della presente tesi potrebbero essere quello di collocare i *dispositivi isteretici* non solo in corrispondenza del primo piano, in modo da distribuire le deformazioni su tutti i piani della struttura e non concentrarle in corrispondenza del piano terra.

APPENDICE A

A.0. INTRODUZIONE

Attraverso uno studio analitico, si può risalire al tipo di curva lungo la quale si dispone il *target point* ottenuto a partire dall'utilizzo della *prima e seconda condizione matematica* precedentemente illustrate. Il procedimento seguito consente di arrivare ad una espressione della capacità di forza del sistema di progetto al livello prestazionale di “*Operational*”, $F_{\text{desired,O}}$, in funzione della capacità di spostamento del sistema di progetto al livello prestazionale di “*Operational*”, $\delta_{\text{desired,O}}$.

A.1. SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN SPOSTAMENTO DELLE COMPONENTI ORIZZONTALI

Si focalizza l'attenzione sullo *Spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali*, ottenuto da uno spettro di risposta alle pseudo-accelerazioni dimensionalizzato, per il livello prestazionale di “*Fully Operational*” con probabilità di superamento dell'81% in un periodo di riferimento pari a 50 anni, considerando un coefficiente di smorzamento ξ uguale al 5%.

È possibile considerare un'approssimazione lineare dello spettro di risposta, così definito, seguendo due diverse strade:

- calcolare lo *Spettro di risposta elastico agli spostamenti* sopra illustrato secondo il *D.M.08*, facendo, quindi, riferimento al suo tratto lineare compreso tra T_c (periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro) e T_d (periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro);

- linearizzare tale spettro nel suo tratto iniziale utilizzando le formule riportate nell'articolo "*On the seismic response spectra and their schematisations*"^[6].

Le due alternative possono essere seguite in parallelo attraverso uno studio analitico che consente di arrivare, in entrambi i casi, ad una espressione in cui la capacità di forza del sistema di progetto al livello prestazionale di "*Operational*", $F_{\text{desired,O}}$, è espressa in funzione della capacità di spostamento del sistema di progetto al livello prestazionale di "*Operational*", $\delta_{\text{desired,O}}$.

A.1.1. SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO AGLI SPOSTAMENTI SECONDO IL D.M.08

Si considera lo *Spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali*, ottenuto da uno spettro di risposta alle pseudo-accelerazioni dimensionalizzato, per il livello prestazionale di "*Fully Operational*" con probabilità di superamento dell'81% in un periodo di riferimento pari a 50 anni, considerando un coefficiente di smorzamento uguale al 5%, calcolato secondo il D.M.08.

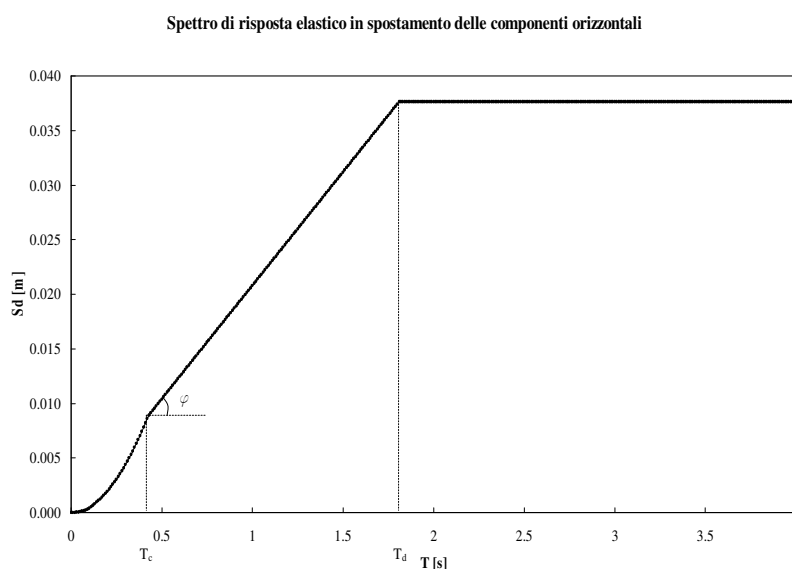


Figura A.1 – Spettro elastico di risposta in spostamento delle componenti orizzontali, ottenuto da uno spettro di risposta alle pseudo-accelerazioni dimensionalizzato, per il livello prestazionale di "*Fully Operational*" con $P_{\text{VR}} = 81\%$ in un tempo di riferimento pari a 50anni, considerando un coefficiente di smorzamento pari al 5%, calcolato secondo il D.M.08.

Si prende il tratto lineare compreso tra T_c (periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro) e T_d (periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro), facendo riferimento ad una pendenza dello spettro pari a φ , in modo da determinare una dipendenza lineare tra spostamento richiesto al livello prestazionale di “Fully Operational”, $\delta_{\text{desired,FO}}$, e periodo individuato su tale spettro in corrispondenza dello spostamento scelto, $T_{\text{frequent-FO}}$.

$$S_D(T) = \varphi \cdot T \quad \Rightarrow \quad \delta_{\text{desired,FO}}(T_{\text{frequent-FO}}) = \varphi \cdot T_{\text{frequent-FO}}$$

$$\Rightarrow \quad T_{\text{frequent-FO}} = \frac{\delta_{\text{desired,FO}}}{\varphi}$$

$$\Rightarrow \quad \varphi = \varphi(\delta_{\text{desired,FO}}) \quad \Rightarrow \quad \varphi = \frac{\delta_{\text{desired,FO}}}{T_{\text{frequent-FO}}}$$

Noto il periodo $T_{\text{frequent-FO}}$ e la massa m dell'intera struttura, si ottiene la rigidezza iniziale del sistema resistente alle azioni orizzontali, $K_{\text{frequent-FO}}$, a partire dalla seguente relazione:

$$T_{\text{frequent-FO}} = \frac{2 \cdot \pi}{\omega} = \frac{2 \cdot \pi}{\sqrt{\frac{K_{\text{frequent-FO,min}}}{m}}} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m}{K_{\text{frequent-FO,min}}}}$$

$$\Rightarrow \quad K_{\text{frequent-FO,min}} = K_1 = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot m}{T_{\text{frequent-FO}}^2}$$

K_1 è la rigidezza della struttura concepita come un oscillatore semplice ad un grado di libertà e, dal punto di vista grafico, rappresenta la pendenza della retta tracciata nel diagramma Forze-Spostamenti del sistema resistente alle azioni orizzontali. Su di essa si determina la posizione del punto di primo snervamento della struttura, individuato dall'accoppiamento del valore di forza e di spostamento di primo snervamento del sistema resistente alle azioni orizzontali.

È necessario, quindi, imporre la *seconda condizione matematica*, che determina la seguente limitazione sulle forze al livello prestazionale di “Operational” e consente di determinare il valore della forza di primo snervamento del sistema resistente alle azioni orizzontali, F_{y1} :

$$C2) F_{\text{predicted(expected), occasional}} \leq F_{\text{desired,O}} (= F_{y1}) = \psi \cdot F_{\text{predicted(expected), occasional}} \Rightarrow F_{y1}$$

Noti K_1 e F_{y1} , si determina il valore dello spostamento di primo snervamento del sistema resistente alle azioni orizzontali sul diagramma Forze-Spostamento, δ_{y1} .

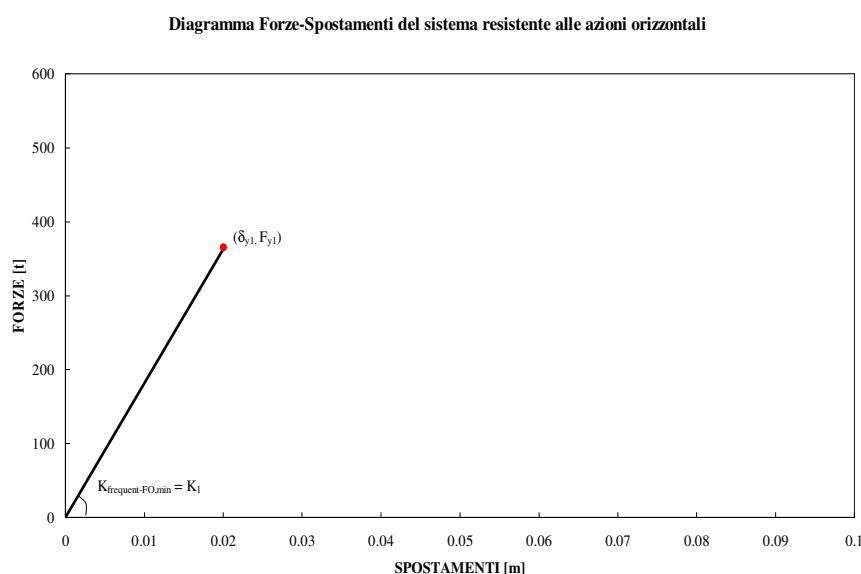


Figura A.2 – Punto di primo snervamento del sistema resistente alle azioni orizzontali individuato sulla retta di pendenza K_1 .

L’obiettivo che si vuole raggiungere è quello di esprimere la capacità di forza del sistema di progetto al livello prestazionale di “Operational”, $F_{\text{desired,O}}$, in funzione della capacità di spostamento del sistema di progetto al livello prestazionale di “Operational”, $\delta_{\text{desired,O}}$.

È necessario, quindi, esprimere le quantità di rigidezza, spostamento e forza utilizzate in seguito, in funzione del livello prestazionale di “Operational” in corrispondenza di un sisma, cosiddetto, “Terremoto Occasionale”.

$$\Rightarrow K_1 = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot m}{T_{\text{occasional-O}}^2}$$

$$\Rightarrow T_{\text{occasional-O}} = \frac{2 \cdot \pi}{\omega} = \frac{2 \cdot \pi}{\sqrt{\frac{K_1}{m}}} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m}{K_1}}$$

Si sostituisce il valore della rigidezza, K_1 , all'interno dell'espressione della forza richiesta dal sisma definito "*Terremoto Occasionale*", $F_{\text{predicted(expected),occasional}}$:

$$F_{\text{predicted(expected),occasional}} = \delta_{\text{desired,O}} \cdot K_1$$

$$F_{\text{predicted(expected),occasional}} = \delta_{\text{desired,O}} \cdot \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot m}{T_{\text{occasional-O}}^2}$$

Si procede, poi, con l'inserimento del valore del periodo, $T_{\text{occasional-O}}$:

$$F_{\text{predicted(expected),occasional}} = \delta_{\text{desired,O}} \cdot \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot m}{\delta_{\text{desired,O}}^2} \cdot \varphi^2 = (4 \cdot \pi^2 \cdot m \cdot \varphi^2) \cdot \frac{1}{\delta_{\text{desired,O}}}$$

Si considera l'uguaglianza al secondo membro della C2 per poter risalire al valore della forza di primo snervamento del sistema resistente alle azioni orizzontali:

$$F_{\text{desired,O}} = F_{y1} = \psi \cdot F_{\text{predicted(expected),occasional}}$$

dove ψ è la costante che consente di variare la posizione di F_{y1} , rispetto alla $F_{\text{predicted(expected),occasional}}$. Infatti, può assumere un valore maggiore, uguale o minore di 1.

$$\Rightarrow F_{\text{desired,O}} = F_{y1} = \psi \cdot F_{\text{predicted(expected),occasional}} = \psi \cdot (4 \cdot \pi^2 \cdot m \cdot \varphi^2) \cdot \frac{1}{\delta_{\text{desired,O}}}$$

È possibile riuscire a definire da che cosa è costituita la quantità φ , seguendo i passaggi successivamente riportati.

Si fa riferimento alla schematizzazione dello spettro tripartito da cui è possibile ottenere lo spettro di risposta delle pseudo-accelerazioni, delle pseudo-velocità e degli spostamenti (Chopra 1995):

Per $T_c \leq T \leq T_d$

$$S_D(T) = S_V(T) \cdot \frac{T}{2 \cdot \pi}$$

$$S_A = S_V \cdot \frac{2 \cdot \pi}{T} \quad \Rightarrow \quad S_V = S_A \cdot \frac{T}{2 \cdot \pi}$$

Si sostituisce il valore della velocità S_V all'interno dell'espressione dello spostamento S_D :

$$S_D = S_A \cdot \frac{T^2}{(2 \cdot \pi)^2}$$

Ad S_A si sostituisce l'espressione riportata nel *D.M.08* (par. 3.2.3.2.1):

$$S_A(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_O \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right)$$

$$\Rightarrow S_D = \left(a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_O \cdot \frac{T_c}{T} \right) \cdot \frac{T^2}{(2 \cdot \pi)^2}$$

$$S_D = \left(\frac{a_g \cdot S \cdot F_O \cdot T_c}{4 \cdot \pi^2} \right) \cdot \eta \cdot T \quad \Rightarrow \quad \delta_{\text{desired},O} = \left(\frac{a_g \cdot S \cdot F_O \cdot T_c}{4 \cdot \pi^2} \right) \cdot \eta_{\text{desired},O} \cdot T_{\text{occasional}-O}$$

Dal momento che lo smorzamento viscoso equivalente “desiderato”, corrispondente alla massima duttilità permessa sotto un “*Terremoto Occasionale*” affinché la struttura rimanga al livello prestazionale di “*Operational*”, è pari al 5%:

$$\xi_{\text{desired},O} = 5\% \quad \Rightarrow \quad \eta_{\text{desired},O} = 1$$

il valore del fattore η che altera lo spettro elastico è uguale a 1.

$$\Rightarrow \delta_{\text{desired},O} = \left(\frac{a_g \cdot S \cdot F_O \cdot T_c}{4 \cdot \pi^2} \right) \cdot T_{\text{occasional}-O}$$

$$\Rightarrow T_{\text{occasional-O}} = \frac{\delta_{\text{desired,O}}}{\left(\frac{a_g \cdot S \cdot F_O \cdot T_c}{4 \cdot \pi^2} \right)}$$

Si sostituisce il valore del periodo $T_{\text{occasional-O}}$ all'interno della precedente espressione della forza, $F_{\text{predicted(expected),occasional}}$:

$$\begin{aligned} F_{\text{predicted(expected),occasional}} &= \delta_{\text{desired,O}} \cdot \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot m}{T_{\text{occasional-O}}^2} = \delta_{\text{desired,O}} \cdot \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot m}{\delta_{\text{desired,O}}^2} \cdot \left(\frac{a_g \cdot S \cdot F_O \cdot T_c}{4 \cdot \pi^2} \right)^2 = \\ &= m \cdot \frac{(a_g \cdot S \cdot F_O \cdot T_c)^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot \frac{1}{\delta_{\text{desired,O}}} \end{aligned}$$

$$\Rightarrow F_{\text{predicted(expected),occasional}} = m \cdot \frac{(a_g \cdot S \cdot F_O \cdot T_c)^2}{4 \cdot \pi} \cdot \frac{1}{\delta_{\text{desired,O}}}$$

Dall'imposizione della *seconda condizione matematica*, si determina la seguente limitazione sulle forze al livello prestazionale di “Operational”:

$$\mathbf{C2)} \quad F_{\text{predicted(expected),occasional}} \leq F_{\text{desired,O}} (= F_{y1}) = \psi \cdot F_{\text{predicted(expected),occasional}}$$

e si considera l'uguaglianza al secondo membro per poter risalire al valore della forza di primo snervamento del sistema resistente alle azioni orizzontali:

$$F_{\text{desired,O}} = F_{y1} = \psi \cdot F_{\text{predicted(expected),occasional}}$$

dove ψ è la costante che consente di variare la posizione di F_{y1} , rispetto alla $F_{\text{predicted(expected),occasional}}$. Infatti, può assumere un valore maggiore, uguale o minore di 1.

$$\Rightarrow F_{\text{desired,O}} = F_{y1} = \psi \cdot F_{\text{predicted(expected),occasional}} = \psi \cdot m \cdot \frac{(a_g \cdot S \cdot F_O \cdot T_c)^2}{4 \cdot \pi} \cdot \frac{1}{\delta_{\text{desired,O}}}$$

$$\Rightarrow F_{\text{desired,O}} = \psi \cdot m \cdot \frac{(a_g \cdot S \cdot F_O \cdot T_c)^2}{4 \cdot \pi} \cdot \frac{1}{\delta_{\text{desired,O}}}$$

Si può osservare che, in questo caso, la massima forza che si desidera che la struttura raggiunga, ma non superi, sotto un terremoto definito “*Terremoto Occasionale*”, affinché la struttura rimanga al livello prestazionale di “*Operational*”, $F_{\text{desired,O}}$, varia in funzione della scelta del sito, da cui dipendono i parametri a_g (accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido orizzontale), F_O (fattore che quantifica l’amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale) e T_c (periodo corrispondente all’inizio del tratto a velocità costante dello spettro) e della struttura, da cui, invece, dipende la massa m .

Si pone:

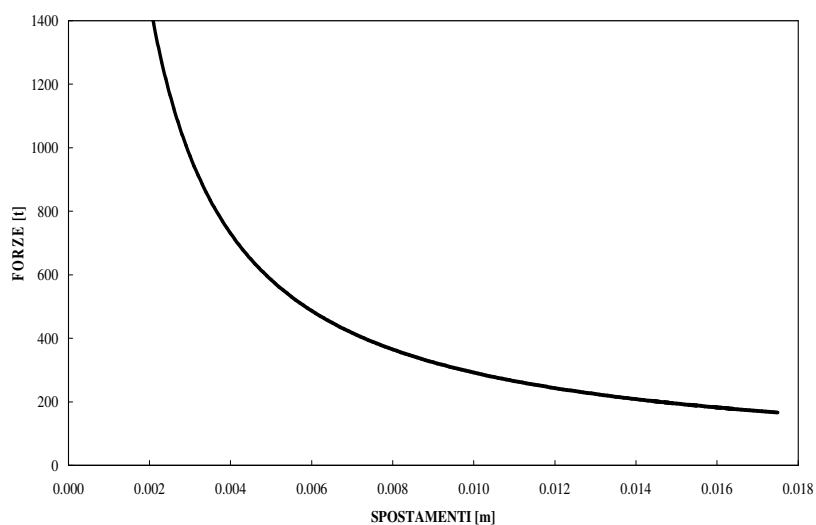
$$\psi \cdot m \cdot \frac{(a_g \cdot S \cdot F_O \cdot T_c)^2}{4 \cdot \pi} = c$$

dove c è una costante

$$\Rightarrow F_{\text{desired,O}} = \frac{c}{\delta_{\text{desired,O}}}$$

Si può notare che l’espressione, così riscritta, evidenzia che la curva con cui si ha a che fare è un’iperbole equilatera riferita ai propri assi di espressione: $y = \frac{c}{x}$.

Mappa dei comportamenti nel diagramma Forze-Spostamenti



FiguraA.3 Iperbole equilatera su cui si dispongono i target points corrispondenti all’ “*obiettivo prestazionale*” individuato dall’unione del “*livello prestazionale*” di “*Operational*” con il “*livello di intensità sismica*” definito “*Terremoto Occasionale*” nel diagramma Forze-Spostamenti.

A.0.2. SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO AGLI SPOSTAMENTI LINEARIZZATO

Si considera la possibilità di linearizzare, nella sua parte iniziale, lo *Spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali*, ottenuto da uno spettro di risposta elastico alle pseudo-accelerazioni dimensionalizzato, per il livello prestazionale di “*Fully Operational*” con una probabilità di superamento dell’81% in un tempo di riferimento pari a 50 anni, considerando un coefficiente di smorzamento uguale al 5%, calcolato secondo il *D.M.08*.

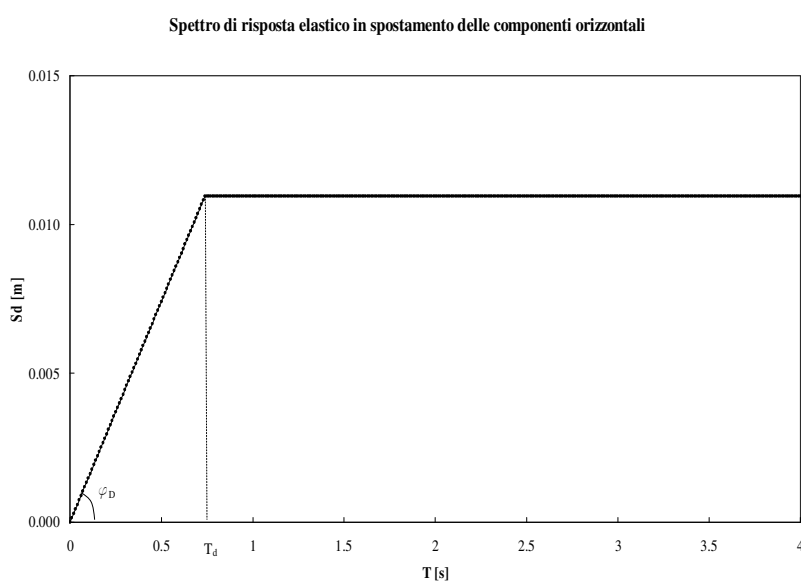


Figura A.4 – Spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali linearizzato, ottenuto da uno spettro di risposta alle pseudo-accelerazioni dimensionalizzato, per il livello prestazionale di “*Fully Operational*” con $P_{VR} = 81\%$ in un tempo di riferimento pari a 50 anni, considerando un coefficiente di smorzamento pari al 5%, calcolato secondo il *D.M.08*.

A tale proposito si fa riferimento all’APPENDICE 3 dell’articolo “*On the seismic response spectra and their schematisations*”

Una volta note la PGA (= accelerazione massima del terreno) e la PGV (= velocità massima del terreno), si propone il seguente spettro di spostamento:

$$S_D(T) = \varphi_D \cdot T \quad (\text{per } 0 < T \leq T_d)$$

$$S_D(T) = \varphi_D \cdot T_d \quad (\text{per } T > T_d)$$

In particolare, si fa riferimento al tratto lineare compreso tra 0 e T_d (periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro), considerando una pendenza dello spettro pari a φ_D , in modo da determinare una dipendenza lineare tra spostamento richiesto al livello prestazionale di "Fully Operational", $\delta_{\text{desired,FO}}$, e periodo individuato su tale spettro in corrispondenza dello spostamento scelto, $T_{\text{frequent-FO}}$.

$$\begin{aligned} S_D(T) = \varphi_D \cdot T &\Rightarrow \delta_{\text{desired,FO}}(T_{\text{frequent-FO}}) = \varphi_D \cdot T_{\text{frequent-FO}} \\ &\Rightarrow T_{\text{frequent-FO}} = \frac{\delta_{\text{desired,FO}}}{\varphi_D} \end{aligned}$$

Nel caso dello smorzamento viscoso equivalente, $\xi_{\text{desired,FO}}$, pari al 5%, il parametro φ_D si specializza come segue:

$$\varphi_D = \frac{\alpha_V}{2\pi} \cdot \text{PGV} = \frac{1.74}{2\pi} \cdot \text{PGV} = 0.28 \cdot \text{PGV} \quad (\text{con } \rho_{\varphi_D, \text{PGV}} \cong 0.81)$$

$$\Rightarrow S_D(T) = \varphi_D \cdot T = \frac{\alpha_V}{2 \cdot \pi} \cdot \text{PGV} \cdot T$$

$$\Rightarrow S_{\text{desired,FO}}(T_{\text{frequent-FO}}) = \varphi_D \cdot T_{\text{frequent-FO}} = \frac{\alpha_V}{2 \cdot \pi} \cdot \text{PGV} \cdot T_{\text{frequent-FO}}$$

$$\Rightarrow T_{\text{frequent-FO}} = \frac{\delta_{\text{desired,FO}}}{\alpha_V \cdot \text{PGV}} \cdot 2 \cdot \pi$$

Noto il periodo $T_{\text{frequent-FO}}$ e la massa m dell'intera struttura, si ottiene la rigidezza iniziale del sistema resistente alle azioni orizzontali, $K_{\text{frequent-FO}}$, a partire dalla seguente relazione:

$$T_{\text{frequent-FO}} = \frac{2 \cdot \pi}{\omega} = \frac{2 \cdot \pi}{\sqrt{\frac{K_{\text{frequent-FO,min}}}{m}}} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m}{K_{\text{frequent-FO,min}}}}$$

$$K_{\text{frequent-FO,min}} = K_1 = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot m}{T_{\text{frequent-FO}}^2} = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot m}{\delta_{\text{desired,FO}}^2} \cdot \frac{(\alpha_V \cdot \text{PGV})^2}{4 \cdot \pi^2} = m \cdot (\alpha_V \cdot \text{PGV})^2 \cdot \frac{1}{\delta_{\text{desired,FO}}^2}$$

La rigidezza K_1 è la rigidezza della struttura concepita come un oscillatore semplice ad un grado di libertà e, dal punto di vista grafico, rappresenta la pendenza della retta tracciata nel diagramma Forze-Spostamenti del sistema resistente alle azioni orizzontali. Su di essa si determina la posizione del punto di primo snervamento della struttura, individuato dall'accoppiamento del valore di forza e di spostamento di primo snervamento del sistema resistente alle azioni orizzontali.

È necessario, quindi, imporre la *seconda condizione matematica*, che determina la seguente limitazione sulle forze al livello prestazionale di “Operational” e consente di determinare il valore della forza di primo snervamento del sistema resistente alle azioni orizzontali, F_{y1} :

$$\mathbf{C2)} \quad F_{\text{predicted(expected),occasional}} \leq F_{\text{desired,O}} (= F_{y1}) = \psi \cdot F_{\text{predicted(expected),occasional}} \quad \Rightarrow \quad F_{y1}$$

Noti K_1 e F_{y1} , si determina il valore dello spostamento di primo snervamento del sistema resistente alle azioni orizzontali sul diagramma Forze-Spostamento, δ_{y1} .

L'obiettivo che si vuole raggiungere è quello di esprimere la capacità di forza del sistema di progetto al livello prestazionale di “Operational”, $F_{\text{desired,O}}$, in funzione della capacità di spostamento del sistema di progetto al livello prestazionale di “Operational”, $\delta_{\text{desired,O}}$.

È necessario, quindi, esprimere le quantità di rigidezza, spostamento e forza utilizzate in seguito, in funzione del livello prestazionale di “Operational” in corrispondenza di un sisma, cosiddetto, “*Terremoto Occasionale*”.

$$\Rightarrow \quad T_{\text{occasional-O}} = \frac{\delta_{\text{desired,O}}}{\alpha_v \cdot \text{PGV}} \cdot 2 \cdot \pi$$

$$\Rightarrow \quad K_1 = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot m}{T_{\text{occasional-O}}^2} = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot m}{\delta_{\text{desired,O}}^2} \cdot \frac{(\alpha_v \cdot \text{PGV})^2}{4 \cdot \pi^2} = m \cdot (\alpha_v \cdot \text{PGV})^2 \cdot \frac{1}{\delta_{\text{desired,O}}^2}$$

Si sostituisce il valore della rigidezza, $K_{\text{occasional-O}}$, all'interno dell'espressione della forza richiesta dal sisma definito “*Terremoto Occasionale*”, $F_{\text{predicted(expected),occasional}}$:

$$F_{\text{predicted(expected),occasional}} = \delta_{\text{desired,O}} \cdot K_{\text{occasional-O}}$$

$$F_{\text{predicted(expected),occasional}} = \delta_{\text{desired,O}} \cdot m \cdot (\alpha_V \cdot \text{PGV})^2 \cdot \frac{1}{\delta_{\text{desired,O}}^2} = m \cdot (\alpha_V \cdot \text{PGV})^2 \cdot \frac{1}{\delta_{\text{desired,O}}}$$

Dall'imposizione della *seconda condizione matematica*, si determina la seguente limitazione sulle forze al livello prestazionale di “Operational”:

$$\text{C2)} \quad F_{\text{predicted(expected),occasional}} \leq F_{\text{desired,O}} (= F_{y1}) = \psi \cdot F_{\text{predicted(expected),occasional}}$$

e si considera l'uguaglianza al secondo membro per poter risalire al valore della forza di primo snervamento del sistema resistente alle azioni orizzontali:

$$F_{\text{desired,O}} = F_{y1} = \psi \cdot F_{\text{predicted(expected),occasional}}$$

dove ψ è la costante che consente di variare la posizione di F_{y1} , rispetto alla $F_{\text{predicted(expected),occasional}}$. Infatti, può assumere un valore maggiore, uguale o minore di 1.

$$\Rightarrow F_{\text{desired,O}} = F_{y1} = \psi \cdot F_{\text{predicted(expected),occasional}} = \psi \cdot m \cdot (\alpha_V \cdot \text{PGV})^2 \cdot \frac{1}{\delta_{\text{desired,O}}}$$

Si può osservare che, in questo caso, la massima forza che si desidera che la struttura raggiunga, ma non superi, sotto un terremoto definito “*Terremoto Occasionale*”, affinché la struttura rimanga al livello prestazionale di “Operational”, $F_{\text{desired,O}}$, non dipende dal valore della massima accelerazione del terreno, PGA, ma bensì, dal valore della massima velocità del terreno, PGV.

È possibile, quindi, notare che, dato un determinato sito, si definisce il parametro PGV, e data una determinata struttura, invece, si conosce il valore della massa m .

Si pone:

$$\psi \cdot m \cdot (\alpha_V \cdot \text{PGV})^2 = c$$

dove c è una costante

$$\Rightarrow F_{\text{desired,O}} = \frac{c}{\delta_{\text{desired,O}}}$$

Si può notare che l'espressione, anche seguendo questo secondo procedimento, evidenzia che la curva con cui si ha a che fare è un'iperbole equilatera riferita ai propri assi di

espressione: $y = \frac{c}{x}$.

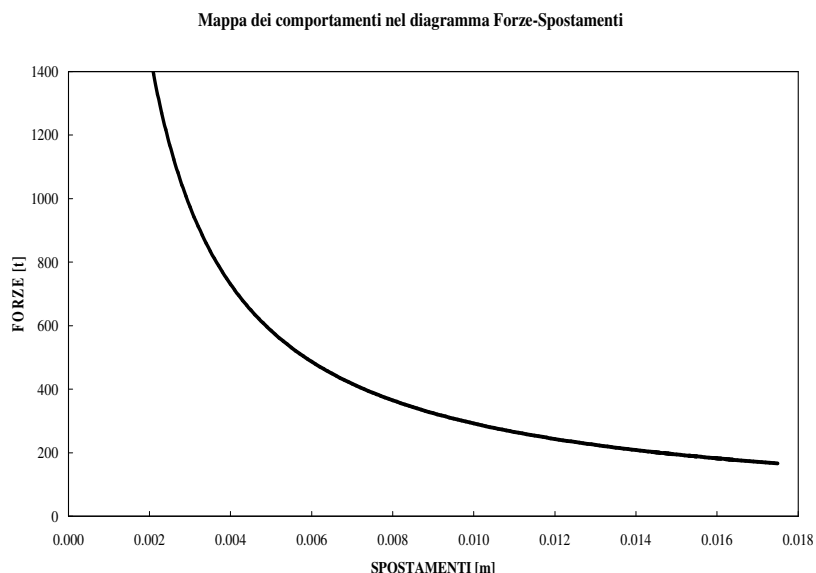


Figura A.5 Iperbole equilatera su cui si dispongono i target points corrispondenti all' "obiettivo prestazionale" individuato dall'unione del "livello prestazionale" di "Operational" con il "livello di intensità sismica" definito "Terremoto Occasionale" nel diagramma Forze-Spostamenti.

Da un'osservazione complessiva di entrambi i procedimenti analitici seguiti, c'è da sottolineare, innanzitutto, il fatto che nella determinazione di $F_{\text{desired},O}$, non si presentano problemi legati ad un differente valore dello smorzamento viscoso equivalente, che varia in funzione del range di spostamento atteso, in quanto si assume $\xi_{\text{desired},O}$ pari al 5%.

Inoltre, definito un determinato sito e una determinata struttura, l'unico parametro di scelta progettuale da cui dipende il valore di forza di primo snervamento del sistema resistente alle azioni orizzontali è $\delta_{\text{desired},O}$, che in termini di livello prestazionale di "Fully Operational" in corrispondenza di un sisma, cosiddetto, "Terremoto Frequente", assume il nome di $\delta_{\text{desired},FO}$.

Nasce da qui, la necessità di imporre una limitazione per quanto riguarda il valore della domanda di spostamento di interpiano richiesta dal sisma, cosiddetto, "Terremoto Frequente", $\delta_{\text{predicted(expected) frequent}}$.

Infatti, $\delta_{\text{predicted(expected),FO}}$ deve essere un valore piccolo per evitare la nascita di effetti del secondo ordine e, soprattutto, il danneggiamento degli elementi non strutturali. Allo stesso

tempo, però, è necessario anche che sia un valore leggermente grande, per non avere, poi, delle forze eccessive che agiscono sulla struttura. Infatti, all'aumentare dello spostamento $\delta_{\text{desired,FO}}$, cresce la rigidezza che dipende da esso, $K_{\text{frequent-FO}}$ e, di conseguenza, viene incrementata la forza, $F_{\text{desired,FO}}$, in maniera iperbolica.

Si definisce, così, la disuguaglianza descritta nella *prima condizione matematica*, nella quale si pone come termine di paragone il valore pari a 0.5%h, in accordo con quanto affermato da Priestley, Calvi e Kowalsky in “*Displacement-Based Seismic Design of Structures*”:

$$\delta_{\text{predicted(expected),occasional}} \leq \delta_{\text{desired,O}} (= 0.5\%h)$$

per minimizzare le forze, una volta soddisfatti i requisiti sugli elementi non strutturali.

Infatti, il segno di uguaglianza deriva dal fatto che il valore $\delta_{\text{predicted(expected),frequent}}$ deve essere piccolo e, quindi, uguale al piccolo spostamento di target imposto; mentre il segno $<$ deriva dall'imposizione di un limite superiore, in quanto il valore $\delta_{\text{predicted(expected),frequent}}$ deve essere leggermente grande, ma non troppo.

APPENDICE B

B.0. INTRODUZIONE

Attraverso uno studio analitico, si può risalire al tipo di curva lungo la quale si dispongono i target points individuati. Il procedimento seguito consente di arrivare ad una espressione della capacità di forza del sistema di progetto al livello prestazionale di “Life-Safe”, $F_{\text{desired,LS}}$, in funzione della capacità di spostamento del sistema di progetto al livello prestazionale di “Life-Safe”, $\delta_{\text{desired,LS}}$.

B.1. SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN SPOSTAMENTO DELLE COMPONENTI ORIZZONTALI

Si considera lo *Spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali*, ottenuto da uno spettro di risposta alle pseudo-accelerazioni dimensionalizzato, per il livello prestazionale di “Life-Safe” con probabilità di superamento del 10% in un periodo di riferimento pari a 50 anni, considerando un coefficiente di smorzamento uguale al 5%, calcolato secondo il *D.M.08*.

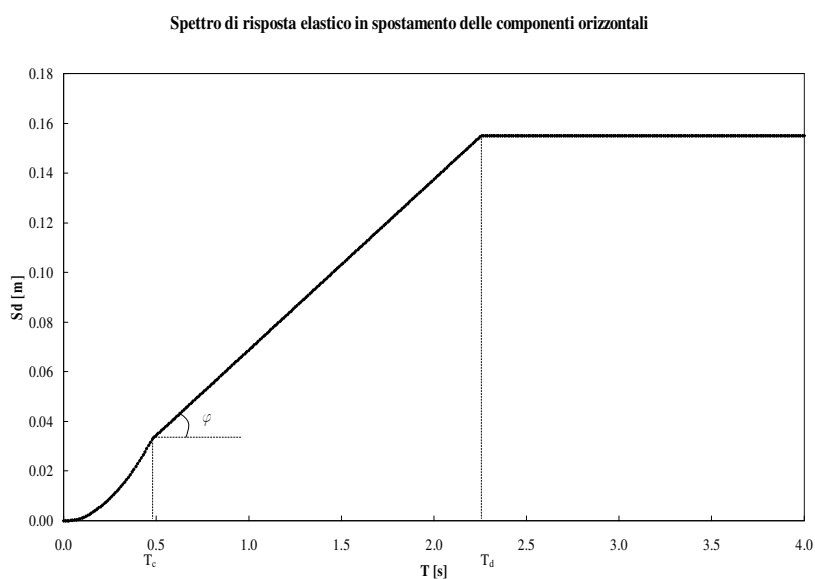


Figura B.1 – Spettro elastico di risposta in spostamento delle componenti orizzontali, ottenuto da uno spettro di risposta alle pseudo-accelerazioni dimensionalizzato, per il livello prestazionale di “Life-Safe” con $P_{VR} = 10\%$ in un tempo di riferimento pari a 50anni, considerando un coefficiente di smorzamento pari al 5%, calcolato secondo il *D.M.08*.

Si prende il tratto lineare compreso tra T_c (periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro) e T_d (periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro), facendo riferimento ad una pendenza dello spettro pari a φ , in modo da determinare una dipendenza lineare tra spostamento richiesto al livello prestazionale di "Life-Safe", $\delta_{\text{desired,LS}}$, e periodo individuato su tale spettro in corrispondenza dello spostamento scelto, $T_{\text{rare-LS}}$.

$$S_D(T) = \varphi \cdot T \quad \delta_{\text{desired,LS}}(T_{\text{rare-LS}}) = \varphi \cdot T_{\text{rare-LS}}$$

$$\Rightarrow T_{\text{rare-LS}} = \frac{\delta_{\text{desired,LS}}}{\varphi}$$

$$\Rightarrow \varphi = \varphi(\delta_{\text{desired,LS}}) \quad \Rightarrow \varphi = \frac{\delta_{\text{desired,LS}}}{T_{\text{rare-LS}}}$$

Nota la massa m dell'intera struttura e il valore del periodo, si ottiene il valore di rigidezza nell'ambito del livello prestazionale di "Life-Safe" per un sisma definito "Terremoto Raro", a partire dalla seguente relazione:

$$T_{\text{rare-LS}} = \frac{2 \cdot \pi}{\omega} = \frac{2 \cdot \pi}{\sqrt{\frac{K_{\text{rare-LS}}}{m}}} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m}{K_{\text{rare-LS}}}} \quad \Rightarrow \quad K_{\text{rare-LS}} = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot m}{T_{\text{rare-LS}}^2}$$

Si sostituisce il valore della rigidezza, $K_{\text{rare-LS}}$, all'interno dell'espressione della forza richiesta dal sisma definito "Terremoto Raro", (riportata al precedente punto 12 della C3), $F_{\text{predicted(expected),rare}}$:

$$F_{\text{predicted(expected),rare}} = \delta_{\text{desired,LS}} \cdot K_{\text{rare-LS}}$$

$$F_{\text{predicted(expected),rare}} = \delta_{\text{desired,LS}} \cdot \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot m}{T_{\text{rare-LS}}^2}$$

Si procede, poi, con l'inserimento del valore del periodo, $T_{\text{rare-LS}}$:

$$F_{\text{predicted(expected),rare}} = \delta_{\text{desired,LS}} \cdot \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot m}{\delta_{\text{desired,LS}}^2} \cdot \varphi^2 = (4 \cdot \pi^2 \cdot m \cdot \varphi^2) \cdot \frac{1}{\delta_{\text{desired,LS}}}$$

È possibile riuscire a definire da che cosa è costituita la quantità φ , seguendo i passaggi successivamente riportati.

Si fa riferimento alla schematizzazione dello spettro tripartito da cui è possibile ottenere lo spettro di risposta delle pseudo-accelerazioni, delle pseudo-velocità e degli spostamenti (Chopra^[12],1995):

Per $T_c \leq T \leq T_d$

$$S_D(T) = S_V(T) \cdot \frac{T}{2 \cdot \pi}$$

$$S_A = S_V \cdot \frac{2 \cdot \pi}{T} \quad \Rightarrow \quad S_V = S_A \cdot \frac{T}{2 \cdot \pi}$$

Si sostituisce il valore della velocità S_V all'interno dell'espressione dello spostamento S_D :

$$S_D = S_A \cdot \frac{T^2}{(2 \cdot \pi)^2}$$

Ad S_A si sostituisce l'espressione riportata nel *D.M.08 (par. 3.2.3.2.1)*:

$$S_A(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_O \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right)$$

$$\Rightarrow S_D = \left(a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_O \cdot \frac{T_c}{T} \right) \cdot \frac{T^2}{(2 \cdot \pi)^2}$$

$$S_D = \left(\frac{a_g \cdot S \cdot F_O \cdot T_c}{4 \cdot \pi^2} \right) \cdot \eta \cdot T \quad \Rightarrow \quad \delta_{\text{desired,LS}} = \left(\frac{a_g \cdot S \cdot F_O \cdot T_c}{4 \cdot \pi^2} \right) \cdot \eta_{\text{desired,LS}} \cdot T_{\text{rare-LS}}$$

A $\eta_{\text{desired,LS}}$ si sostituisce l'espressione generale:

$$\eta_{\text{predicted(expected),rare}} = \sqrt{\frac{a}{b + \xi_{\text{predicted(expected),rare}}}}$$

dove:

(a, b) = (7, 2) [Italian SSN, 1998];

(a, b) = (10, 5) [Bommer et al., 2000], [Priestley, 2003];

(a, b) = (15, 10) [Tolis and Faccioli, 1999];

a seconda della formulazione ^[7] scelta.

$$\Rightarrow \delta_{\text{desired,LS}} = \left(\frac{a_g \cdot S \cdot F_o \cdot T_c}{4 \cdot \pi^2} \right) \cdot \sqrt{\frac{a}{b + \xi_{\text{desired,LS}}}} \cdot T_{\text{rare-LS}}$$

A $\xi_{\text{desired,LS}}$, si sostituisce l'espressione dello smorzamento viscoso equivalente definito dalla formula fornita da *Priestley, Calvi e Kowalsky*:

$$\xi_{\text{predicted(expected),rare}} = \xi_{\text{rif}} + c \cdot \left(\frac{\mu_{\text{predicted(expected),rare}} - 1}{\mu_{\text{predicted(expected),rare}} \cdot \pi} \right)$$

$$\Rightarrow \xi_{\text{predicted(expected),rare}} = 5\% + c \cdot \left(\frac{\mu_{\text{predicted(expected),rare}} - 1}{\mu_{\text{predicted(expected),rare}} \cdot \pi} \right)$$

dove ξ_{rif} è assunta pari al 5%, secondo il *D.M.08* e c è una costante definita dalla tipologia strutturale.

$$\Rightarrow \delta_{\text{desired,LS}} = \left(\frac{a_g \cdot S \cdot F_o \cdot T_c}{4 \cdot \pi^2} \right) \cdot \sqrt{\frac{a}{b + 5 + 100 \cdot c \cdot \left(\frac{\mu_{\text{desired,LS}} - 1}{\mu_{\text{desired,LS}} \cdot \pi} \right)}} \cdot T_{\text{rare-LS}}$$

A $\mu_{\text{desired,LS}}$, si sostituisce la definizione di duttilità che dipende dallo spostamento $\delta_{\text{desired,LS}}$ e dallo spostamento di primo snervamento δ_{y1} :

$$\mu_{\text{desired,LS}} = \frac{\delta_{\text{desired,LS}}}{\delta_{y1}}$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow \delta_{\text{desired,LS}} &= \left(\frac{a_g \cdot S \cdot F_o \cdot T_c}{4 \cdot \pi^2} \right) \cdot \sqrt{\frac{a}{b + 5 + 100 \cdot c \cdot \left(\frac{\delta_{\text{desired,LS}} - 1}{\delta_{y1}} \cdot \frac{\delta_{\text{desired,LS}}}{\delta_{y1}} \cdot \pi \right)}} \cdot T_{\text{rare-LS}} = \\ &= \left(\frac{a_g \cdot S \cdot F_o \cdot T_c}{4 \cdot \pi^2} \right) \cdot \sqrt{\frac{a}{b + 5 + \frac{100 \cdot c}{\pi} \cdot \left(\frac{\delta_{\text{desired,LS}} - \delta_{y1}}{\delta_{\text{desired,LS}}} \right)}} \cdot T_{\text{rare-LS}} \end{aligned}$$

Si pone:

$$b + 5 = B \quad \text{e} \quad \frac{100 \cdot c}{\pi} = C$$

$$\Rightarrow \delta_{\text{desired,LS}} = \left(\frac{a_g \cdot S \cdot F_o \cdot T_c}{4 \cdot \pi^2} \right) \cdot \sqrt{\frac{a}{B + C \cdot \left(1 - \frac{\delta_{y1}}{\delta_{\text{desired,LS}}} \right)}} \cdot T_{\text{rare-LS}}$$

$$\Rightarrow T_{\text{rare-LS}} = \frac{\delta_{\text{desired,LS}}}{\left(\frac{a_g \cdot S \cdot F_o \cdot T_c}{4 \cdot \pi^2} \right) \cdot \sqrt{\frac{a}{B + C \cdot \left(1 - \frac{\delta_{y1}}{\delta_{\text{desired,LS}}} \right)}}}$$

Si sostituisce il valore del periodo $T_{\text{rare-LS}}$ all'interno della precedente espressione della forza, $F_{\text{predicted(expected),rare}}$:

$$\begin{aligned}
 F_{\text{predicted(expected),rare}} &= \delta_{\text{desired,LS}} \cdot \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot m}{T_{\text{rare-LS}}^2} = \\
 &= \delta_{\text{desired,LS}} \cdot \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot m}{\delta_{\text{desired,LS}}^2} \cdot \left(\frac{a_g \cdot S \cdot F_O \cdot T_c}{4 \cdot \pi^2} \right)^2 \cdot \left(\frac{a}{B + C \cdot \left(1 - \frac{\delta_{y1}}{\delta_{\text{desired,LS}}} \right)} \right) = \\
 &= m \cdot \frac{(a_g \cdot S \cdot F_O \cdot T_c)^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot \frac{1}{\delta_{\text{desired,LS}}} \cdot \left(\frac{a}{B + C \cdot \left(1 - \frac{\delta_{y1}}{\delta_{\text{desired,LS}}} \right)} \right)
 \end{aligned}$$

Si pone:

$$\frac{a}{4 \cdot \pi^2} = A$$

$$\Rightarrow F_{\text{predicted(expected),rare}} = m \cdot (a_g \cdot S \cdot F_O \cdot T_c)^2 \cdot \frac{1}{\delta_{\text{desired,LS}}} \cdot \left(\frac{A}{B + C \cdot \left(1 - \frac{\delta_{y1}}{\delta_{\text{desired,LS}}} \right)} \right)$$

Dall'imposizione della *terza condizione matematica*, si determina la seguente limitazione sulle accelerazioni al livello prestazionale di "Life-Safe":

$$\mathbf{C3) \quad a_{\text{predicted(expected),rare}} \leq a_{\text{desired,LS}}}$$

Si moltiplicano entrambi i membri per il valore della massa dell'intera struttura, m :

$$m \cdot a_{\text{predicted(expected),rare}} \leq m \cdot a_{\text{desired,LS}}$$

Si esprime, quindi, la disequazione in termini di forze:

$$F_{\text{predicted(expected),rare}} \leq F_{\text{desired,LS}}$$

Si considera, al limite, l'uguaglianza tra la domanda di forza richiesta dal “*Terremoto Raro*” e la capacità di forza del sistema di progetto per il livello prestazionale di “*Life-Safe*”:

$$F_{\text{predicted(expected),rare}} = F_{\text{desired,LS}}$$

$$\Rightarrow F_{\text{desired,LS}} = m \cdot (a_g \cdot S \cdot F_O \cdot T_c)^2 \cdot \frac{1}{\delta_{\text{desired,LS}}} \cdot \left(\frac{A}{B + C \cdot \left(1 - \frac{\delta_{y1}}{\delta_{\text{desired,LS}}} \right)} \right)$$

Si può osservare che, in questo caso, la massima forza che si desidera che la struttura raggiunga, ma non superi, sotto un terremoto definito “*Terremoto Raro*”, affinché la struttura rimanga al livello prestazionale di “*Life-Safe*”, $F_{\text{desired,LS}}$, varia in funzione della scelta del sito, da cui dipendono i parametri a_g (accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido orizzontale), F_O (fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale) e T_c (periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro) e della struttura, da cui, invece, dipende la massa m .

APPENDICE C

C.1. SEZIONE HEB300 IN DIREZIONE DEBOLE

C.1.1. CONDIZIONE DI SNERVAMENTO

Allo snervamento, dal punto di vista delle deformazioni, la sezione del pilastro HEB300 si presenta nelle condizioni riportate nella figura seguente (Figura C.1):

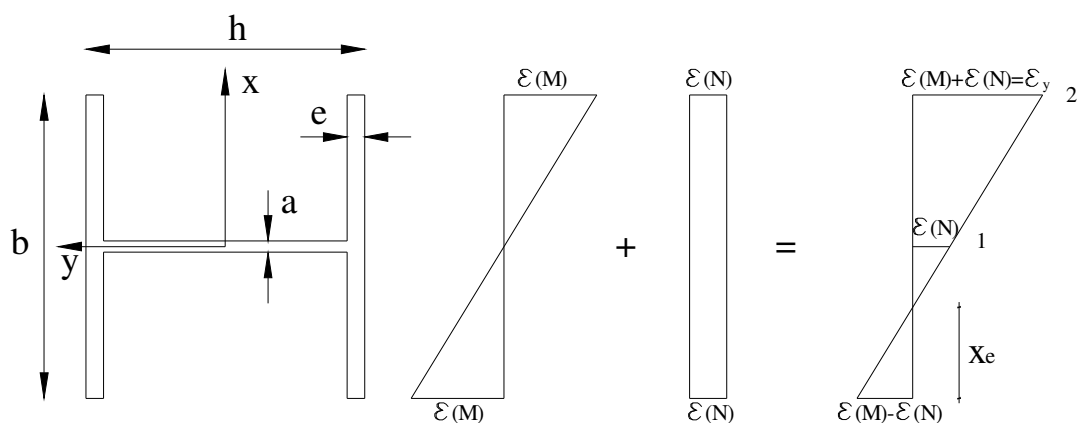


Figura C.1 – Deformazioni della sezione nella condizione di snervamento.

- a: è lo spessore dell'anima;
- b: è la larghezza delle ali;
- e: è lo spessore delle ali;
- h: è l'altezza della sezione;
- x_e : è la distanza dal basso in cui si ha il punto di nullo.

Dalla figura emerge che l'andamento delle deformazioni totali sulla sezione è dato dalla somma delle deformazioni dovute al momento flettente, $\varepsilon(M)$, e di quelle dovute allo sforzo normale, $\varepsilon(N)$. Si considera che il valore massimo della deformazione totale che si ha al lembo superiore è pari ad ε_y , cioè alla deformazione di snervamento che per l'acciaio vale:

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E} = \frac{2750 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]}{2100000 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]} = 0.0013 = 0.13\%$$

dove:

$f_y = 2750 \text{ kg/cm}^2$ Tensione di snervamento dell'acciaio S275;

$E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$ Modulo elastico dell'acciaio.

Lo sforzo normale che si prende in considerazione è quello che agisce sul pilastro di base nella sua combinazione sismica:

$$N_{\text{pilastro}} = 105\text{t}$$

Noto lo sforzo normale è possibile, quindi, calcolare la deformazione $\varepsilon(N)$:

$$\varepsilon(N) = \frac{N_{\text{pilastro}}}{E \cdot A} = \frac{105000[\text{kg}]}{2100000 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right] \cdot 149.1[\text{cm}^2]} = 0.00034$$

dove:

$A = 149.1 \text{ cm}^2$ è l'area totale della sezione HEB300.

La deformazione dovuta, invece, al momento flettente, $\varepsilon(M)$, è nota dalla differenza delle due precedenti:

$$\varepsilon(M) = \varepsilon_y - \varepsilon(N) = 0.00096$$

Una volta noti tutti i valori necessari si calcola l'equazione della retta passante per i punti 1 e 2:

$$1 = \left(x = \frac{b}{2}; \quad y = \varepsilon(N) \right)$$

$$2 = \left(x = b; \quad y = \varepsilon_y \right)$$

$$y = \frac{2a}{b} x - \varepsilon(M) + \varepsilon(N) \quad \text{equazione della retta}$$

e si definisce il punto di nullo x_e a partire dall'estremo inferiore:

$$x_e = 9.7\text{cm.}$$

Rispetto al baricentro della sezione, il punto di nullo si trova a 5.3cm al di sotto dell'asse neutro:

$$b/2 - x_e = 5.3\text{cm}$$

C.1.1.1. MOMENTO DI SNERVAMENTO

Il momento di snervamento della sezione del pilastro HEB300 disposta secondo la sua direzione debole si calcola facendo riferimento alle tensioni riportate nella figura seguente (figura C.2):

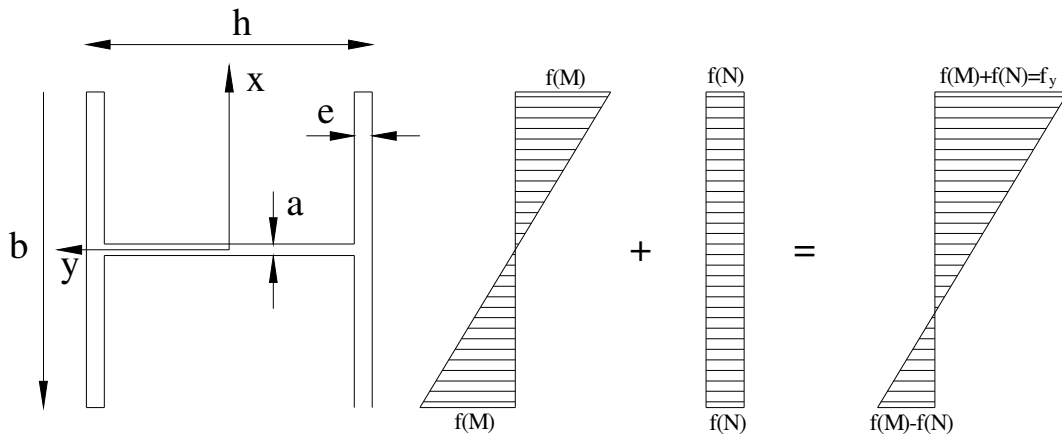


Figura C.2 – Tensioni della sezione nella condizione di snervamento.

$$M_y = \int_A \sigma x dA$$

Considerando la discontinuità dello spessore della sezione trasversale stessa, l'integrale di cui sopra deve essere suddiviso nella seguente somma di integrali, come segue:

$$M_y = \int_0^{\frac{a}{2}} \sigma x h dx + \int_{\frac{a}{2}}^{\frac{b}{2}} \sigma x 2e dx + \int_{-\frac{a}{2}}^0 \sigma x h dx + \int_{-\frac{b}{2}}^{-\left(\frac{b}{2}-x_e\right)} \sigma x 2e dx + \int_{-\frac{b}{2}}^{-\left(\frac{b}{2}-x_e\right)} \sigma x 2e dx$$

Nella porzione compresa tra l'asse neutro e $b/2$ le tensioni variano secondo la relazione:

$$\sigma = \frac{f_y}{(b - x_e)} x \quad \text{per } 0 \leq x \leq \frac{b}{2}$$

Così come nella porzione al di sotto dell'asse neutro, compresa tra $-a/2$ e l'asse neutro stesso.

Invece, nella porzione di sezione compresa tra il lembo inferiore, $-b/2$, e il punto di nullo che si pone ad una distanza di 5.3 cm dal baricentro, le tensioni variano secondo la relazione:

$$\sigma = \frac{f(M) - f(N)}{x_e} x \quad \text{per } -\frac{b}{2} \leq x \leq -\left(\frac{b}{2} - x_e\right)$$

Sostituendo queste relazioni nell'equazione del momento di snervamento, si ha:

$$M_y = \int_0^{\frac{a}{2}} \frac{f_y}{(b-x_e)} x^2 h dx + \int_{\frac{a}{2}}^{\frac{b}{2}} \frac{f_y}{(b-x_e)} x^2 2e dx + \int_{-\frac{a}{2}}^0 \frac{f_y}{(b-x_e)} x^2 h dx +$$

$$+ \int_{-\frac{b}{2}}^{-\frac{a}{2}} \frac{f_y}{(b-x_e)} x^2 2e dx + \int_{-\frac{b}{2}}^{-\frac{a}{2}} \frac{f(M)-f(N)}{x_e} x^2 2e dx$$

Risolvendo gli integrali che si ottengono, si ricava il momento di snervamento della sezione HEB300 del pilastro disposta secondo la sua direzione debole:

$$M_y = 1154570 \text{kgcm} = 1155 \text{tcm}$$

Si verifica, inoltre, che tale valore sia inferiore al momento resistente che si ottiene nel caso in cui agisce il solo momento flettente:

$$f_y \cdot W_y = 2750 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right] \cdot 570.9 [\text{cm}^3] = 1569975 \text{kg} = 1570 \text{t}$$

dove:

W_y : è il modulo di resistenza della sezione trasversale del pilastro calcolato secondo l'asse debole.

$$1570 \text{t} \geq 1155 \text{t}$$

E' possibile notare come l'azione dello sforzo normale incida notevolmente sul momento di snervamento finale che risulta ridotto di molto rispetto a quello che si ottiene nel caso in cui si abbia la presenza del solo momento flettente.

C.1.1.2. CURVATURA DI SNERVAMENTO

La curvatura di snervamento è data dalla seguente relazione:

$$\chi_y = \frac{\varepsilon_y}{(b-x_e)} = \frac{0.0013}{(30-9.7)} = 0.000064 \text{cm}^{-1}$$

C.1.1.3. SPOSTAMENTO ALLO SNERVAMENTO

Noto il valore del momento in corrispondenza del quale si ha lo snervamento della sezione, si vuole stimare il valore dello spostamento in corrispondenza del quale, secondo lo schema statico adottato, si raggiunge tale momento nella sezione maggiormente sollecitata.

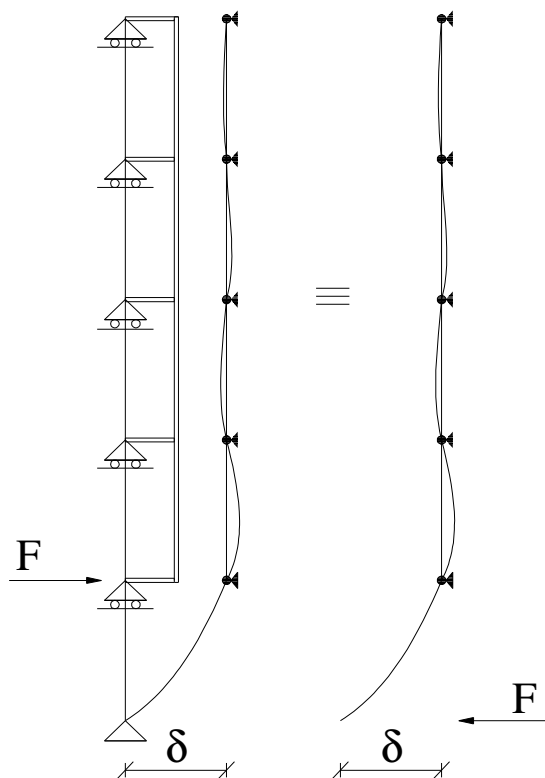


Figura C.3 – Schema statico della pilastrata dell’edificio a cinque piani.

Il momento nella sezione maggiormente sollecitata nello schema statico in Figura C.3 vale:

$$M = F \cdot h = k \cdot \delta \cdot h = \frac{336 EJ}{209 h^3} \cdot \delta \cdot h = \frac{336 EJ}{209 h^2} \cdot \delta$$

Quindi:

$$M_y = \frac{336 EJ}{209 h^2} \cdot \delta_y$$

Da cui è possibile valutare lo spostamento di snervamento:

$$\delta_y = \frac{209}{336} \frac{h^2}{EJ} \cdot M_y$$

Considerando che:

$h = 350 \text{ cm}$ Altezza del pilastro compreso tra piano terra e piano primo;

$E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$ Modulo elastico dell'acciaio;

e che:

- Per un pilastro HEB300 disposto nella *direzione debole*:

$M_y = 11.55t \cdot m$ Momento di snervamento del pilastro;

$J = 8563 \text{ cm}^4$ Momento di inerzia.

si ha: $\delta_y = \frac{209}{336} \frac{h^2}{EJ} \cdot M_y = 4.92 \text{ cm} = 0.0492m$

C.1.2. CONDIZIONE ULTIMA

Alla condizione ultima, dal punto di vista delle deformazioni, la sezione del pilastro HEB300 si presenta nelle condizioni riportate nella figura seguente (figura C.4):

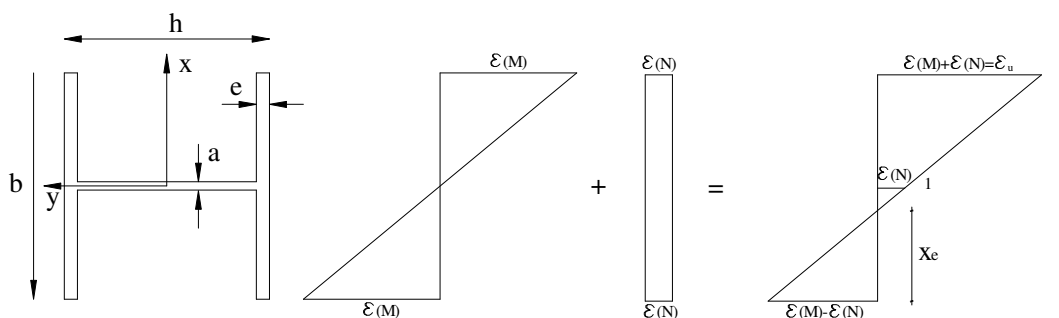


Figura C.4 – Deformazioni della sezione nella condizione ultima.

- a: è lo spessore dell'anima;
- b: è la larghezza delle ali;
- e: è lo spessore delle ali;
- h: è l'altezza della sezione;
- x_e : è la distanza dal basso in cui si ha il punto di nullo.

Dalla figura emerge che l'andamento delle deformazioni totali sulla sezione è dato dalla somma delle deformazioni dovute al momento flettente, $\varepsilon(M)$, e di quelle dovute allo sforzo normale, $\varepsilon(N)$. Si considera che il valore massimo della deformazione totale che si ha al lembo superiore è pari ad ε_u , cioè alla deformazione ultima che per l'acciaio vale:

$$\varepsilon_u = 0.20 = 20\%$$

Lo sforzo normale che si prende in considerazione è quello che agisce sul pilastro di base nella sua combinazione sismica:

$$N_{\text{pilastro}} = 105t$$

Noto lo sforzo normale è possibile, quindi, calcolare la deformazione $\varepsilon(N)$:

$$\varepsilon(N) = \frac{N_{\text{pilastro}}}{E \cdot A} = \frac{105000[\text{kg}]}{2100000 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right] \cdot 149.1[\text{cm}^2]} = 0.00034$$

dove:

$$A = 149.1 \text{ cm}^2 \quad \text{è l'area totale della sezione HEB300.}$$

La deformazione dovuta, invece, al momento flettente, $\varepsilon(M)$, è nota dalla differenza delle due precedenti:

$$\varepsilon(M) = \varepsilon_u - \varepsilon(N) = 0.19966$$

Una volta noti tutti i valori necessari si calcola l'equazione della retta passante per i punti 1 e 2:

$$1 = \left(x = \frac{b}{2}; \quad y = \varepsilon(N) \right)$$

$$2 = (x = b; \quad y = \varepsilon_u)$$

$$y = \frac{2a}{b} x - \varepsilon(M) + \varepsilon(N) \quad \text{equazione della retta}$$

e si definisce il punto di nullo x_e :

$$x_e = 14.975\text{cm}$$

Il punto in cui si annulla la retta cade all'interno dell'anima della sezione ad una distanza dal baricentro pari a 0.025cm:

$$x_1 = 0.025\text{cm}$$

Si calcola, poi, a che distanza dal punto di nullo, sul diagramma delle deformazioni totali, al di sopra dell'asse neutro, si ha la deformazione di snervamento, $\epsilon_y = 0.0013$:

$$\frac{x_2}{\epsilon_y} = \frac{\left(\frac{b}{2} + x_1\right)}{\epsilon_u}$$

$$x_2 = 0.098\text{cm}$$

$$x_2 - x_1 = 0.073\text{cm}$$

Mentre, sul diagramma delle deformazioni totali, al di sotto dell'asse neutro:

$$\frac{x_3}{\epsilon_y} = \frac{x_e}{\epsilon(M) - \epsilon(N)}$$

$$x_3 = 0.098\text{cm}$$

$$x_1 + x_3 = 0.123\text{cm}$$

C.1.2.1. MOMENTO ULTIMO

Il momento di ultimo della sezione del pilastro HEB300 disposta secondo la sua direzione debole si calcola facendo riferimento alle tensioni riportate nella figura seguente (Figura C.5):

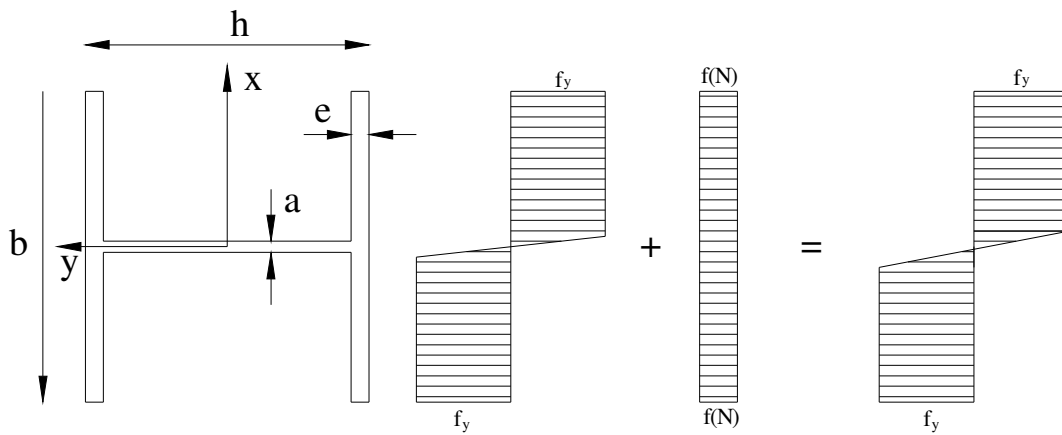


Figura C.5 – Tensioni della sezione nella condizione ultima.

$$M_u = \int_A \sigma x dA$$

Considerando la discontinuità dello spessore della sezione trasversale stessa, l'integrale di cui sopra deve essere suddiviso nella seguente somma di integrali, come segue:

$$M_u = \int_0^{x_2-x_1} \sigma x h dx + \int_{x_2-x_1}^{\frac{a}{2}} \sigma x h dx + \int_{\frac{a}{2}}^{\frac{b}{2}} \sigma x 2e dx + \int_{-x_1}^0 \sigma x h dx + \int_{-(x_1+x_3)}^{-x_1} \sigma x h dx + \int_{-\frac{a}{2}}^{-(x_1+x_3)} \sigma x h dx + \int_{-\frac{b}{2}}^{-\frac{a}{2}} \sigma x 2e dx$$

Nella porzione di sezione compresa tra l'asse neutro e il punto in cui si ha la deformazione di snervamento, $\epsilon_y = 0.0013$, ad una distanza dal baricentro di 0.073cm, le tensioni variano secondo la relazione:

$$\sigma = \frac{f_y}{x_2} x \quad \text{per } 0 \leq x \leq (x_2 - x_1)$$

Nella porzione di sezione compresa tra $(x_2-x_1) = 0.073\text{cm}$ e $b/2$ le tensioni variano secondo la relazione:

$$\sigma = f_y \quad \text{per } (x_2 - x_1) \leq x \leq \frac{b}{2}$$

Al di sotto dell'asse neutro, nella porzione compresa tra l'asse neutro stesso e il punto in cui si annulla la retta, ad una distanza dal baricentro pari a 0.025cm, le tensioni variano secondo la relazione:

$$\sigma = \frac{f_y}{x_2} x \quad \text{per } -x_1 \leq x \leq 0$$

Nella porzione di sezione compresa tra $-x_1 = 0.025\text{cm}$ e il punto in cui si ha la deformazione di snervamento, $\epsilon_y = 0.0013$, ad una distanza dal baricentro di $-(x_1+x_3) = -0.123\text{cm}$ al di sotto dell'asse neutro, le tensioni variano secondo la relazione:

$$\sigma = \frac{f_y}{x_3} x \quad \text{per } -(x_1+x_3) \leq x \leq -x_1$$

Nella porzione di sezione compresa tra $-(x_1 + x_3) = -0.123\text{cm}$ e $-b/2$ le tensioni variano secondo la relazione:

$$\sigma = f_y \quad \text{per } -\frac{b}{2} \leq x \leq -(x_1 + x_3)$$

Sostituendo queste relazioni nell'equazione del momento di snervamento, si ha:

$$M_u = \int_0^{x_2-x_1} \frac{f_y}{x_2} x^2 h dx + \int_{x_2-x_1}^{\frac{a}{2}} f_y x h dx + \int_{\frac{a}{2}}^{\frac{b}{2}} f_y x^2 e dx +$$

$$+ \int_{-x_1}^0 \frac{f_y}{x_2} x^2 h dx + \int_{-(x_1+x_3)}^{-x_1} \frac{f_y}{x_3} x^2 h dx + \int_{-\frac{a}{2}}^{-(x_1+x_3)} f_y x h dx + \int_{-\frac{b}{2}}^{-\frac{a}{2}} f_y x^2 e dx$$

Risolvendo gli integrali che si ottengono, si ricava il momento ultimo della sezione HEB300 del pilastro disposta secondo la sua direzione debole:

$$M_u = 2392629\text{kgcm} = 2393\text{tcm}$$

E' possibile notare come l'azione dello sforzo normale non incida affatto sul momento di ultimo che non risulta ridotto rispetto a quello che si ottiene nel caso in cui si abbia la presenza del solo momento flettente.

C.1.2.2. CURVATURA ULTIMA

La curvatura ultima è data dalla seguente relazione:

$$\chi_u = \frac{\epsilon_u}{\left(\frac{b}{2} + x_1\right)} = \frac{0.20}{(15 + 0.025)} = 0.013\text{cm}^{-1}$$

C.1.2.3. BENEFICIO PLASTICO

Il beneficio plastico è definito dal rapporto tra il momento ultimo della sezione, M_u , e il momento di snervamento della sezione M_y .

Nel caso di una sezione a doppio T , disposta secondo la sua direzione debole, quando è presente solo il momento flettente, tale rapporto è circa uguale a 1.53.

Nel caso in esame, tenendo conto dello sforzo normale agente sul pilastro di base, valutato in combinazione sismica, $N_{\text{pilastro}} = 105t$, il beneficio plastico, β vale:

$$\beta = \frac{M_u}{M_y} = \frac{2393t \cdot \text{cm}}{1155t \cdot \text{cm}} = 2.07$$

In questo caso, il beneficio plastico, $\beta = 2.07$, aumenta in quanto la presenza di sforzo normale riduce di più la resistenza a flessione in condizioni di snervamento ($M_y = 1155t\text{cm}$) rispetto a quella in condizioni ultime ($M_u = 2393t\text{cm}$), che rimane praticamente identica al caso in cui non c'è presenza di sforzo normale.

C.1.2.4. DUTTILITA' DELLA SEZIONE

Il rapporto tra la curvatura ultima, χ_u , e la curvatura di snervamento, χ_y , rappresenta la duttilità della sezione in acciaio:

$$\mu = \frac{\chi_u}{\chi_y} = \frac{0.013\text{cm}^{-1}}{0.000064\text{cm}^{-1}} = 203$$

In questo caso il valore è molto elevato in quanto lo sforzo normale riduce la curvatura allo snervamento, χ_y , lasciando costante la curvatura ultima, χ_u .

C.1.3. SINTESI DEI VALORI PER LA SEZIONE IN DIREZIONE DEBOLE

Viene riportata una tabella in cui si sintetizzano i valori fondamentali calcolati per la sezione HEB300 quando è disposta secondo la sua direzione debole:

SEZIONE HEB300 IN DIREZIONE DEBOLE	
momento di snervamento	$M_y = 1155t\text{cm}$
curvatura di snervamento	$\chi_y = 0.000064 \text{ cm}^{-1}$
spostamento di snervamento	$\delta_y = 4.92\text{cm}$
momento ultimo	$M_u = 2393t\text{cm}$
curvatura ultima	$\chi_u = 0.013 \text{ cm}^{-1}$
beneficio plastico	$\beta = 2.07$
duttilità della sezione	$\mu = 203$

C.2. SEZIONE HEB300 IN DIREZIONE FORTE

C.2.1. CONDIZIONE DI SNERVAMENTO

Allo snervamento, dal punto di vista delle deformazioni, la sezione del pilastro HEB300 si presenta nelle condizioni riportate nella figura seguente (Figura C.6):

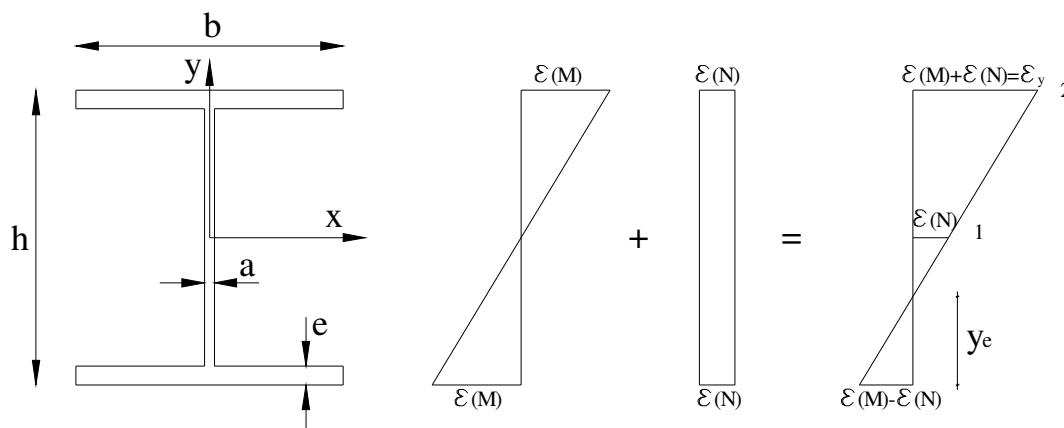


Figura C.6 – Deformazioni della sezione nella condizione di snervamento.

- a: è lo spessore dell'anima;
- b: è la larghezza delle ali;
- e: è lo spessore delle ali;
- h: è l'altezza della sezione;
- x_e : è la distanza dal basso in cui si ha il punto di nullo.

Dalla figura emerge che l'andamento delle deformazioni totali sulla sezione è dato dalla somma delle deformazioni dovute al momento flettente, $\varepsilon(M)$, e di quelle dovute allo sforzo normale, $\varepsilon(N)$. Si considera che il valore massimo della deformazione totale che si ha al lembo superiore è pari ad ε_y , cioè alla deformazione di snervamento che per l'acciaio vale:

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E} = \frac{2750 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]}{2100000 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]} = 0.0013 = 0.13\%$$

dove:

$f_y = 2750 \text{ kg/cm}^2$ Tensione di snervamento dell'acciaio S275;

$E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$ Modulo elastico dell'acciaio.

Lo sforzo normale che si prende in considerazione è quello che agisce sul pilastro di base nella sua combinazione sismica:

$$N_{\text{pilastro}} = 105t$$

Noto lo sforzo normale è possibile, quindi, calcolare la deformazione $\varepsilon(N)$:

$$\varepsilon(N) = \frac{N_{\text{pilastro}}}{E \cdot A} = \frac{105000[\text{kg}]}{2100000 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right] \cdot 149.1[\text{cm}^2]} = 0.00034$$

dove:

$A = 149.1 \text{ cm}^2$ è l'area totale della sezione HEB300.

La deformazione dovuta, invece, al momento flettente, $\varepsilon(M)$, è nota dalla differenza delle due precedenti:

$$\varepsilon(M) = \varepsilon_y - \varepsilon(N) = 0.00096$$

Una volta noti tutti i valori necessari si calcola l'equazione della retta passante per i punti 1 e 2:

$$1 = \left(x = \varepsilon(N); \quad y = \frac{h}{2} \right)$$

$$2 = (x = \varepsilon_y; \quad y = h)$$

$$x = \frac{2a}{h} y - \varepsilon(M) + \varepsilon(N) \quad \text{equazione della retta}$$

e si definisce il punto di nullo y_e a partire dall'estremo inferiore:

$$y_e = 9.7\text{cm}.$$

Rispetto al baricentro della sezione, il punto di nullo si trova a 5.3cm al di sotto dell'asse neutro:

$$h/2 - y_e = 5.3\text{cm}$$

C.2.1.1. MOMENTO DI SNERVAMENTO

Il momento di snervamento della sezione del pilastro HEB300 disposta secondo la sua direzione forte si calcola facendo riferimento alle tensioni riportate nella figura seguente (Figura C.7):

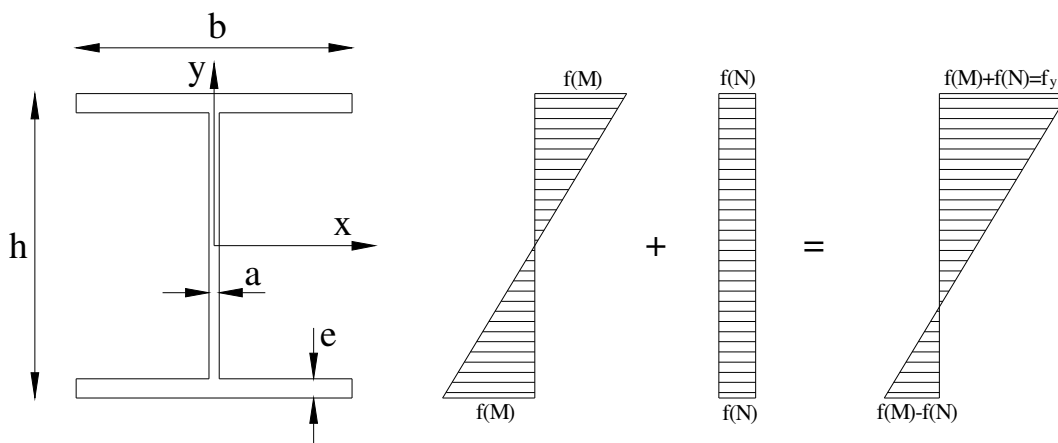


Figura C.7 – Tensioni della sezione nella condizione di snervamento.

$$M_y = \int_A \sigma y dA$$

Considerando la discontinuità dello spessore della sezione trasversale stessa, l'integrale di cui sopra deve essere suddiviso nella seguente somma di integrali, come segue:

$$M_y = \int_0^{\frac{h}{2}-e} \sigma y a dy + \int_{\frac{h}{2}-e}^{\frac{h}{2}} \sigma y b dy + \int_{-\left(\frac{h}{2}-y_e\right)}^0 \sigma y a dy + \int_{-\left(\frac{h}{2}-e\right)}^{-\left(\frac{h}{2}-y_e\right)} \sigma y a dy + \int_{-\frac{h}{2}}^{-\left(\frac{h}{2}-e\right)} \sigma y b dy$$

Nella porzione di sezione compresa tra l'asse neutro e h/2 le tensioni variano secondo la relazione:

$$\sigma = \frac{f_y}{(h - y_e)} y \quad \text{per } 0 \leq y \leq \frac{h}{2}$$

Così come nella porzione di sezione al di sotto dell'asse neutro, compresa tra -y_e e l'asse neutro stesso.

Invece, nella porzione di sezione compresa tra il lembo inferiore, -h/2, e il punto di nullo che si pone ad una distanza di 9.7 cm dall'estremo inferiore, le tensioni variano secondo la relazione:

$$\sigma = \frac{f(M) - f(N)}{y_e} y \quad \text{per } -\frac{h}{2} \leq y \leq -\left(\frac{h}{2} - y_e\right)$$

Sostituendo queste relazioni nell'equazione del momento di snervamento, si ha:

$$M_y = \int_0^{\frac{h}{2}-e} \frac{f_y}{(b-y_e)} y^2 a dy + \int_{\frac{h}{2}-e}^{\frac{h}{2}} \frac{f_y}{(b-y_e)} y^2 b dy + \int_{-\left(\frac{h}{2}-y_e\right)}^0 \frac{f_y}{(b-y_e)} y^2 a dy +$$

$$+ \int_{-\left(\frac{h}{2}-y_e\right)}^{-\left(\frac{h}{2}-e\right)} \frac{f(M)-f(N)}{y_e} y^2 a dy + \int_{-\frac{h}{2}}^{-\left(\frac{h}{2}-e\right)} \frac{f(M)-f(N)}{y_e} y^2 b dy$$

Risolvendo gli integrali che si ottengono, si ricava il momento di snervamento della sezione HEB300 del pilastro disposta secondo la sua direzione forte:

$$M_y = 3261590 \text{kgcm} = 3262 \text{tcm}$$

Si verifica, inoltre, che tale valore sia inferiore al momento resistente che si ottiene nel caso in cui agisce il solo momento flettente:

$$f_y \cdot W_x = 2750 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right] \cdot 1678 [\text{cm}^3] = 4614500 \text{kg} = 4615 \text{t}$$

dove:

W_x : è il modulo di resistenza della sezione trasversale del pilastro calcolato secondo l'asse forte.

$$4615 \text{t} \geq 3262 \text{t}$$

E' possibile notare come l'azione dello sforzo normale incida notevolmente sul momento di snervamento finale che risulta ridotto di molto rispetto a quello che si ottiene nel caso in cui si abbia la presenza del solo momento flettente.

C.2.1.2. CURVATURA DI SNERVAMENTO

La curvatura di snervamento è data dalla seguente relazione:

$$\chi_y = \frac{\varepsilon_y}{(b-y_e)} = \frac{0.0013}{(30-9.7)} = 0.000064 \text{cm}^{-1}$$

C.2.1.3. SPOSTAMENTO ALLO SNERVAMENTO

Noto il valore del momento in corrispondenza del quale si ha lo snervamento della sezione, si vuole stimare il valore dello spostamento in corrispondenza del quale, secondo lo schema statico adottato, si raggiunge tale momento nella sezione maggiormente sollecitata.

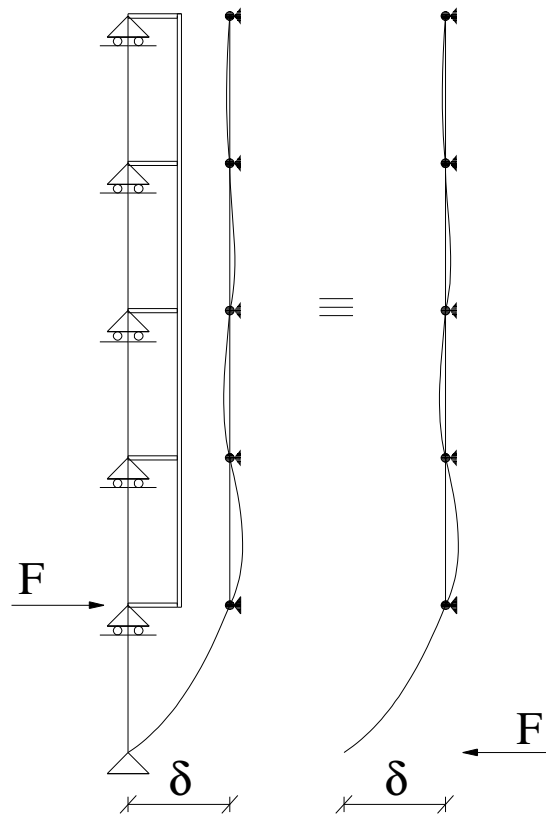


Figura C.8 – Schema statico della pilastrata dell’edificio a cinque piani.

Il momento nella sezione maggiormente sollecitata nello schema statico in Figura C.8 vale:

$$M = F \cdot h = k \cdot \delta \cdot h = \frac{336 EJ}{209 h^3} \cdot \delta \cdot h = \frac{336 EJ}{209 h^2} \cdot \delta$$

Quindi:

$$M_y = \frac{336 EJ}{209 h^2} \cdot \delta_y$$

Da cui è possibile valutare lo spostamento di snervamento:

$$\delta_y = \frac{209 h^2}{336 EJ} \cdot M_y$$

Considerando che:

$h = 350 \text{ cm}$ Altezza del pilastro compreso tra piano terra e piano primo;

$E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$ Modulo elastico dell'acciaio;

e che:

▪ Per un pilastro HEB300 disposto nella *direzione forte*:

$M_y = 32.62t \cdot m$ Momento di snervamento del pilastro;

$J = 25170 \text{ cm}^4$ Momento di inerzia.

si ha: $\delta_y = \frac{209}{336} \frac{h^2}{EJ} \cdot M_y = 4.89 \text{ cm} = 0.0489m$

C.2.2. CONDIZIONE ULTIMA

Alla condizione ultima, dal punto di vista delle deformazioni, la sezione del pilastro HEB300 si presenta nelle condizioni riportate nella figura seguente (Figura C.9):

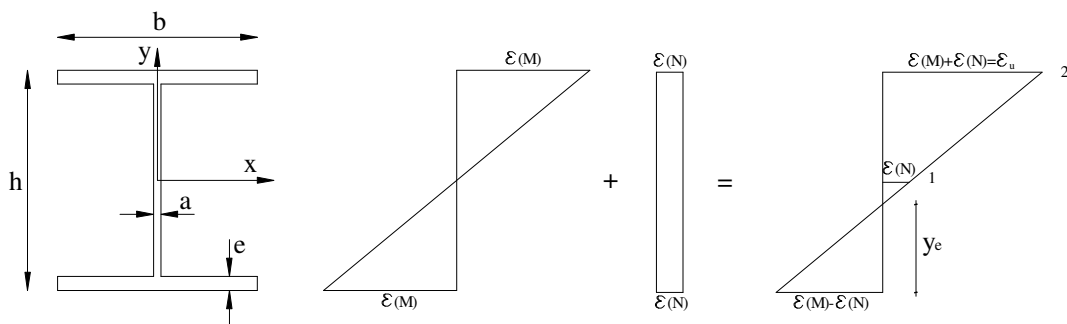


Figura C.9 – Deformazioni della sezione nella condizione ultima.

- a: è lo spessore dell'anima;
- b: è la larghezza delle ali;
- e: è lo spessore delle ali;
- h: è l'altezza della sezione;
- x_e : è la distanza dal basso in cui si ha il punto di nullo.

Dalla figura emerge che l'andamento delle deformazioni totali sulla sezione è dato dalla somma delle deformazioni dovute al momento flettente, $\varepsilon(M)$, e di quelle dovute allo sforzo normale, $\varepsilon(N)$. Si considera che il valore massimo della deformazione totale che si ha al lembo superiore è pari ad ε_u , cioè alla deformazione ultima che per l'acciaio vale:

$$\varepsilon_u = 0.20 = 20\%$$

Lo sforzo normale che si prende in considerazione è quello che agisce sul pilastro di base nella sua combinazione sismica:

$$N_{\text{pilastro}} = 105t$$

Noto lo sforzo normale è possibile, quindi, calcolare la deformazione $\varepsilon(N)$:

$$\varepsilon(N) = \frac{N_{\text{pilastro}}}{E \cdot A} = \frac{105000[\text{kg}]}{2100000 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right] \cdot 149.1[\text{cm}^2]} = 0.00034$$

dove:

$$A = 149.1 \text{ cm}^2 \quad \text{è l'area totale della sezione HEB300.}$$

La deformazione dovuta, invece, al momento flettente, $\varepsilon(M)$, è nota dalla differenza delle due precedenti:

$$\varepsilon(M) = \varepsilon_u - \varepsilon(N) = 0.19966$$

Una volta noti tutti i valori necessari si calcola l'equazione della retta passante per i punti 1 e 2:

$$1 = \left(x = \varepsilon(N); \quad y = \frac{h}{2} \right)$$

$$2 = (x = \varepsilon_u; \quad y = h)$$

$$x = \frac{2a}{h} y - \varepsilon(M) + \varepsilon(N) \quad \text{equazione della retta}$$

e si definisce il punto di nullo y_e :

$$y_e = 14.975\text{cm}$$

Il punto in cui si annulla la retta cade all'interno dell'anima della sezione ad una distanza dal baricentro pari a 0.025cm:

$$y_1 = 0.025\text{cm}$$

Si calcola, poi, a che distanza dal punto di nullo, sul diagramma delle deformazioni totali, al di sopra dell'asse neutro, si ha la deformazione di snervamento, $\epsilon_y = 0.0013$:

$$\frac{y_2}{\epsilon_y} = \frac{\left(\frac{h}{2} + y_1\right)}{\epsilon_u}$$

$$y_2 = 0.098\text{cm}$$

$$y_2 - y_1 = 0.073\text{cm}$$

Mentre, sul diagramma delle deformazioni totali, al di sotto dell'asse neutro:

$$\frac{y_3}{\epsilon_y} = \frac{y_e}{\epsilon(M) - \epsilon(N)}$$

$$y_3 = 0.098\text{cm}$$

$$y_1 + y_3 = 0.123\text{cm}$$

C.2.2.1. MOMENTO ULTIMO

Il momento ultimo della sezione del pilastro HEB300 disposta secondo la sua direzione forte si calcola facendo riferimento alle tensioni riportate nella figura seguente (Figura C.10):

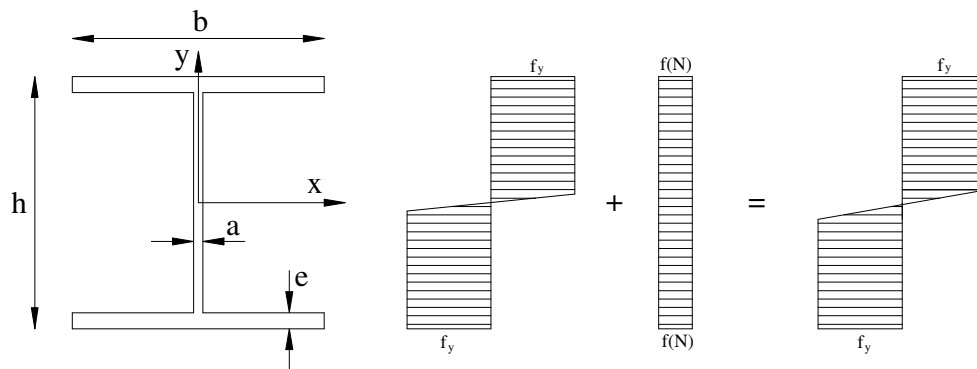


Figura C.10 – Tensioni della sezione nella condizione ultima.

$$M_u = \int_A \sigma y dA$$

Considerando la discontinuità dello spessore della sezione trasversale stessa, l'integrale di cui sopra deve essere suddiviso nella seguente somma di integrali, come segue:

$$M_u = \int_0^{y_2-y_1} \sigma y a dy + \int_{y_2-y_1}^{\frac{h}{2}-e} \sigma y a dy + \int_{\frac{h}{2}-e}^{\frac{h}{2}} \sigma y b dy + \int_{-y_1}^0 \sigma y a dy + \int_{-(y_1+y_3)}^{-y_1} \sigma y a dy + \int_{-\left(\frac{h}{2}-e\right)}^{-(y_1+y_3)} \sigma y a dy + \int_{-\frac{h}{2}}^{-\left(\frac{h}{2}-e\right)} \sigma y b dy$$

Nella porzione di sezione compresa tra l'asse neutro e il punto in cui si ha la deformazione di snervamento, $\epsilon_y = 0.0013$, ad una distanza dal baricentro di 0.073cm, le tensioni variano secondo la relazione:

$$\sigma = \frac{f_y}{y_2} y \quad \text{per } 0 \leq y \leq (y_2 - y_1)$$

Nella porzione di sezione compresa tra $y_2-y_1 = 0.073\text{cm}$ e $h/2$ le tensioni variano secondo la relazione:

$$\sigma = f_y \quad \text{per } (y_2 - y_1) \leq y \leq \frac{h}{2}$$

Al di sotto dell'asse neutro, nella porzione compresa tra l'asse neutro stesso e il punto in cui si annulla la retta, ad una distanza dal baricentro pari a 0.025cm, le tensioni variano secondo la relazione:

$$\sigma = \frac{f_y}{y_2} y \quad \text{per } -y_1 \leq y \leq 0$$

Nella porzione di sezione compresa tra $-y_1 = -0.025\text{cm}$ e il punto in cui si ha la deformazione di snervamento, $\epsilon_y = 0.0013$, ad una distanza dal baricentro di $-y_1+y_3 = -0.123\text{cm}$ al di sotto dell'asse neutro, le tensioni variano secondo la relazione:

$$\sigma = \frac{f_y}{y_3} y \quad \text{per } -(y_1+y_3) \leq y \leq -y_1$$

Nella porzione di sezione compresa tra $-(y_1 + y_3) = -0.123\text{cm}$ e $-h/2$ le tensioni variano secondo la relazione:

$$\sigma = f_y \quad \text{per } -\frac{h}{2} \leq y \leq -(y_1 + y_3)$$

Sostituendo queste relazioni nell'equazione del momento di snervamento, si ha:

$$M_u = \int_0^{y_2-y_1} \frac{f_y}{y_2} y^2 a dy + \int_{y_2-y_1}^{\frac{h}{2}-e} f_y y a dy + \int_{\frac{h}{2}-e}^{\frac{h}{2}} f_y y b dy +$$

$$+ \int_{-y_1}^0 \frac{f_y}{y_2} y^2 a dy + \int_{-(y_1+y_3)}^{-y_1} \frac{f_y}{y_3} y^2 a dy + \int_{-(\frac{h}{2}-e)}^{-(y_1+y_3)} f_y y a dy + \int_{-\frac{h}{2}}^{-(\frac{h}{2}-e)} f_y y b dy$$

Risolvendo gli integrali che si ottengono, si ricava il momento di snervamento della sezione HEB300 del pilastro disposta secondo la sua direzione debole:

$$M_u = 4923790 \text{kgcm} = 4924 \text{tcm}$$

E' possibile notare come l'azione dello sforzo normale non incida affatto sul momento di ultimo che non risulta ridotto rispetto a quello che si ottiene nel caso in cui si abbia la presenza del solo momento flettente.

C.2.2.2. CURVATURA ULTIMA

La curvatura ultima è data dalla seguente relazione:

$$\chi_u = \frac{\varepsilon_u}{\left(\frac{b}{2} + y_1\right)} = \frac{0.20}{(15 + 0.025)} = 0.013 \text{cm}^{-1}$$

C.2.2.3. BENEFICIO PLASTICO

Il beneficio plastico è definito dal rapporto tra il momento ultimo della sezione, M_u , e il momento di snervamento della sezione M_y .

Nel caso di una sezione a doppio T, disposta secondo la sua direzione forte, quando è presente solo il momento flettente, tale rapporto è circa uguale a 1.11.

Nel caso in esame, tenendo conto dello sforzo normale agente sul pilastro di base, valutato in combinazione sismica, $N_{\text{pilastro}} = 105 \text{t}$, il beneficio plastico, β vale:

$$\beta = \frac{M_u}{M_y} = \frac{4924 \text{t} \cdot \text{cm}}{3262 \text{t} \cdot \text{cm}} = 1.51$$

In questo caso, il beneficio plastico, $\beta = \square 1.51$, aumenta in quanto la presenza di sforzo normale riduce di più la resistenza a flessione in condizioni di snervamento ($M_y = 3262\text{tcm}$) rispetto a quella in condizioni ultime ($M_u = 4924\text{tcm}$), che rimane praticamente identica al caso in cui non c'è presenza di sforzo normale.

C.2.2.4. DUTTILITA' DELLA SEZIONE

Il rapporto tra la curvatura ultima, χ_u , e la curvatura di snervamento, χ_y , rappresenta la duttilità della sezione in acciaio:

$$\frac{\chi_u}{\chi_y} = \frac{0.013\text{cm}^{-1}}{0.000064\text{cm}^{-1}} = 203$$

In questo caso il valore è molto elevato in quanto lo sforzo normale riduce la curvatura allo snervamento, χ_y , lasciando costante la curvatura ultima, χ_u .

C.2.3. SINTESI DEI VALORI PER LA SEZIONE IN DIREZIONE FORTE

Viene riportata una tabella in cui si sintetizzano i valori fondamentali calcolati per la sezione HEB300 quando è disposta secondo la sua direzione forte:

SEZIONE HEB300 IN DIREZIONE FORTE	
momento di snervamento	$M_y = 3262\text{tcm}$
curvatura di snervamento	$\chi_y = 0.000064 \text{ cm}^{-1}$
spostamento di snervamento	$\delta_y = 4.89\text{cm}$
momento ultimo	$M_u = 4924\text{tcm}$
curvatura ultima	$\chi_u = 0.013 \text{ cm}^{-1}$
beneficio plastico	$\beta = 1.51$
duttilità della sezione	$\mu = 203$

I calcoli e le considerazioni riportate in questa Appendice C nascono da quanto riportato nella *Teoria e Tecnica delle strutture*^[13] di Pozzati-Ceccoli relativamente alla trave di materiale omogeneo in condizioni elastoplastiche.

BIBLIOGRAFIA

- [1] SEAOC Vision 2000 Committee. Performance-based seismic engineering. *Report* prepared by Structural Engineers Association of California, Sacramento, CA, 1995.
- [2] R. D. Bertero and V. V. Bertero (2002), *Performance-based seismic engineering: the need for a reliable conceptual comprehensive approach*, John Wiley & Sons.
- [3] “*Norme Tecniche per le Costruzioni*” adottate con il D.M. del 14 gennaio 2008 e pubblicate sul S.O. n. 30 alla G.U. n. 29 del 04/02/2008.
- [4] Priestley, M.J.N., Calvi, G.M. and Kowalsky, M.J. (2007), *Direct Displacement-Based Seismic Design of Structures*, IUSS Press, Pavia.
- [5] Sito Internet:
http://peer.berkeley.edu/course_modules/eqrd/index.htm?c227top.htm&227cont.htm&DesPhil/desphil5.htm
A cura di Stephen A. Mahin.
- [6] T. Trombetti, S.Silvestri, G.Gasparini (2010), *On the seismic response spectra and their schematisations*, BEE response spectra.
- [7] T. Trombetti, S.Silvestri, G.Gasparini (2010), *A five-step procedure for the dimensioning of viscous dampers to be inserted in building structures*, Journal of Earthquake Engineering.
- [8] CNR – UNI 10011, *Costruzioni in acciaio; Istruzioni per il calcolo, l’esecuzione, il collaudo e la manutenzione*, Giugno 1988.
- [9] “*Progettazione sismica di tipo prestazionale di una struttura in acciaio*” di Ilaria Ricci, Università di Bologna 2007/2008.
- [10] T. Trombetti, S.Silvestri, G.Gasparini (2008), *Siffness-Strenght-Ductility Design for crescent shaped braces*, The 14th World Conference on Earthquake Engineering.
- [11] T. Trombetti, S.Silvestri, G.Gasparini (2009), *Siffness-Strenght-Ductility Design Approaches for crescent shaped braces*, The Open Constructions and Building Technology Journal.
- [12] Chopra AK (1995), *Dynamic of Structures: Theory and Application to Earthquake Engineering*, Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ.
- [13] Pozzati, Ceccoli (1987), *Teoria e Tecnica delle strutture, Volume Terzo, Sistemi di Travi, Interpretazione del Collasso, Parte Prima, Travi Metalliche*, UTET, Torino.

