

ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DI BOLOGNA

FACOLTA' DI INGEGNERIA

CORSO DI LAUREA IN INGEGNERIA CIVILE

DICAM

TESI DI LAUREA

in

PROGETTO DI STRUTTURE DI FONDAZIONE LS

**MODIFICA DELLE FONDAZIONI DI EDIFICI ESISTENTI PER
L'INSERIMENTO DI ISOLATORI SISMICI**

**CANDIDATO
MICHELE MALARA**

**RELATORE:
Chiar.mo Prof. Ing. ANDREA BENEDETTI**

Anno Accademico 2010/11

Sessione II

INTRODUZIONE	Pag. 1
CAPITOLO 1: DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO	
1.1 Locazione e impostazione dell'edificio	Pag. 5
1.2 Struttura dell'edificio	Pag.7
1.3 Materiali	Pag. 20
1.4 Analisi dei carichi	Pag. 39
1.5 Programma di calcolo agli elementi finiti	Pag. 46
CAPITOLO 2: ANALISI SISMICA	
2.1 Cenni di sismologia	Pag. 51
2.2 Analisi sismica	Pag. 57
2.3 Analisi con spettro di risposta della struttura	Pag. 70
2.4 Sollecitazioni sismiche	Pag. 82
CAPITOLO 3: ISOLATORI SISMICI	
3.1 Descrizione generale isolatori	Pag. 99
3.2 Normativa di riferimento	Pag. 105
3.3 Tipologie di isolatori	Pag. 111
3.4 Tecnologia di inserimento isolatori in struttura esistente	Pag. 122
3.5 Interventi strutturali	Pag. 127
3.6 Progettazione isolatori	Pag. 131

3.7 Sollecitazioni in struttura isolata	Pag. 144
---	----------

CAPITOLO 4: VERIFICHE STRUTTURALI

4.1 Principi generali per la verifica della struttura isolata	Pag. 151
4.2 Verifiche strutturali e dimensionamento armature nei nuovi elementi della sovrastruttura	Pag. 152
4.3 Verifiche Strutturali Sottostruttura	Pag. 155

CAPITOLO 5: INTERVENTI DI RINFORZO

5.1 Criteri di progettazione dei rinforzi	Pag. 163
5.2 Elementi di collegamento travi rovesce	Pag. 164
5.3 Rinforzo travi rovesce	Pag. 167
5.4 Rinforzo pilastri	Pag. 173

CAPITOLO 6: DETTAGLI TECNICI ARCHITETTONICI

6.1 Interventi interni	Pag. 177
6.2 Interventi esterni	Pag. 180

CONCLUSIONI	Pag. 183
--------------------	----------

BIBLIOGRAFIA

INTRODUZIONE

Lo scopo di questo lavoro di tesi consiste nella progettazione del rinforzo strutturale delle fondazioni di un edificio esistente soggetto ad adeguamento sismico mediante l'inserimento di un sistema di isolatori.

La difesa dai terremoti è un ambito dell'ingegneria civile che riceve grande attenzione sia dagli addetti ai lavori sia dall'opinione pubblica, poiché i sismi sono fenomeni con potenzialità devastanti, che interessano ampi territori.

Nel campo dell'ingegneria, dove si deve conciliare la sicurezza con la fattibilità pratica ed economica, si è ancora molto distanti da risultati adeguati alle aspettative, nonostante la ricerca sia sempre più incentivata.

Il primo passo per eseguire la progettazione strutturale è lo studio delle sollecitazioni cui la struttura sarà soggetta una volta costruita.

Ad eccezione dei pesi propri della struttura, che sono di entità certa, le azioni che possono sollecitare la struttura sono caratterizzate da una forte aleatorietà.

In un edificio occorre pertanto considerare i carichi interni, l'azione sismica, del vento, della neve ed eventualmente della temperatura.

Il calcolo dei valori di carico deve essere effettuato tramite uno studio della probabilità di accadimento: si dovranno fissare dei limiti di probabilità entro i quali la struttura deve garantire la capacità di sopportare i relativi carichi.

In genere si utilizzano probabilità di superamento dell'ordine di 10^{-6} , ma per l'azione sismica invece l'ordine di grandezza cresce notevolmente fino a 10^{-1} : ciò comporta un rischio estremamente maggiore rispetto alle altre tipologie di evento.

Questo è dovuto a motivi economici: la realizzazione di strutture che resistano a sismi relativi a quelle probabilità di superamento avrebbero costi assolutamente proibitivi.

Per quanto riguarda la sicurezza strutturale, la difesa sismica delle strutture risulta quindi essere “l'anello debole” e perciò un campo di studio meritevole di approfondimento, su cui investire energie.

Negli ultimi anni sono stati studiati sistemi che non mirano ad aumentare la resistenza della struttura, bensì a diminuire le forze sollecitanti, cui si evidenzino gli isolatori sismici.

Questa tecnologia consente di limitare enormemente le sollecitazioni sulla struttura e quindi di poter garantire margini di sicurezza molto più elevati senza aumentare i costi in maniera eccessiva.

Un'importante potenzialità di tali tecnologie inoltre è quella che permette di inserirle in edifici esistenti.

In Italia in cui qualsiasi centro storico sia di piccoli paesi che di grandi città è ricco di edifici da tutelare e salvaguardare, e in cui culturalmente non si è propensi alla demolizione e ricostruzione, ma al mantenimento delle strutture esistenti, l'utilizzo di queste tecnologie porta importanti vantaggi per l'adeguamento sismico degli edifici, ambito in cui, come tragici eventi anche recenti ci hanno ricordato, c'è ancora molto lavoro da lavorare.

L'inserimento degli isolatori deve però essere anticipato da alcuni interventi strutturali e soprattutto dalla verifica degli elementi esistenti, poiché si porta un importante cambiamento del meccanismo di resistenza dell'edificio.

L'isolamento di una struttura quindi richiede un adeguato studio progettuale che miri a verificare tutti gli elementi strutturali in modo particolare quelli posizionati nelle vicinanze degli isolatori che possono essere sollecitati in maniera differente a quella per cui erano stati progettati inizialmente.

Il caso in esame trattato nella seguente tesi evidenzia come l'isolamento sismico di un edificio civile degli anni settanta, quindi progettata con riferimenti normativi differenti da quelli odierni, necessiti di una serie di interventi strutturali che

interessano in modo particolare la struttura di fondazione e i pilastri al di sotto degli isolatori.

Questa parte di struttura, infatti, oltre ad essere soggetta alle accelerazioni del terreno e ai carichi orizzontali e verticali trasmessi dalla sovrastruttura, subisce una diminuzione di rigidità a causa dell'inserimento del sistema di isolatori, che elimina la continuità materiale. Inoltre, per consentire la libera oscillazione dell'edificio isolato, è stato necessario demolire alcuni elementi, che scaricavano le sollecitazioni sul muro di sostegno, sgravando così la struttura sottostante.

CAPITOLO I

DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO

1.1 Locazione e impostazione dell'edificio

L'edificio analizzato è situato nel centro storico della città dell'Aquila.

Due dei lati della struttura, tra loro perpendicolari, si affacciano sulla strada, mentre i restanti due confinano con una zona adibita a cortile.

L'edificio è composto da 6 piani fuoriterra e da uno interrato.

La pianta può definirsi irregolare, sia perché non è simmetrica sia in conseguenza della non regolarità delle dimensioni delle campate.

La superficie di ogni piano è di circa 361 mq al netto dei balconi; la superficie dell'ultimo piano è invece di soli 102 mq.

Tutti i piani sono raggiungibili sia tramite un ascensore sia per mezzo di scale disposte su un unico vano per collegare i piani fuoriterra e su due rampe distinte per collegare il piano più basso.

Il piano interrato è adibito esclusivamente a cantine; l'altezza del solaio è su due livelli: la parte bassa e la parte alta misurano rispettivamente 2,20 m e 2,84 m.

Il piano terra è costituito dall'ingresso, che porta al vano scala e al vano ascensore. Collegata all'ingresso vi è una zona di 81 mq divisa in 4 garage e in un vano scala che si collega alle cantine; vi sono inoltre una seconda parte e una terza parte, rispettivamente adibite ad uso commerciale, in particolare a negozio di generi alimentari, e ad uffici.

I piani che vanno dal primo al quarto sono divisi ciascuno in 2 appartamenti.

Il quinto piano è invece costituito, in una delle sue parti, da due locali adibiti ai macchinari dell'ascensore e a deposito, e, nella restante parte di circa 260 mq, da una zona destinata a copertura praticabile.

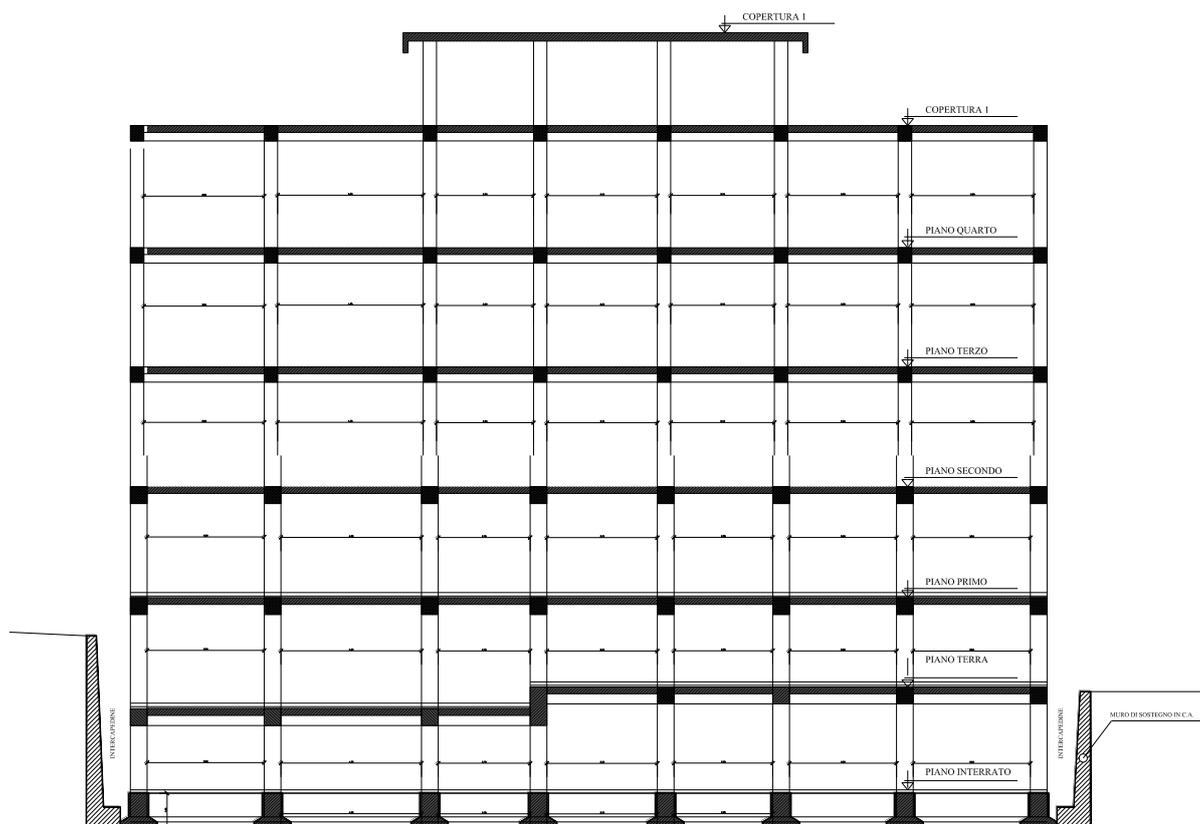


Figura 1.1: Sezione edificio

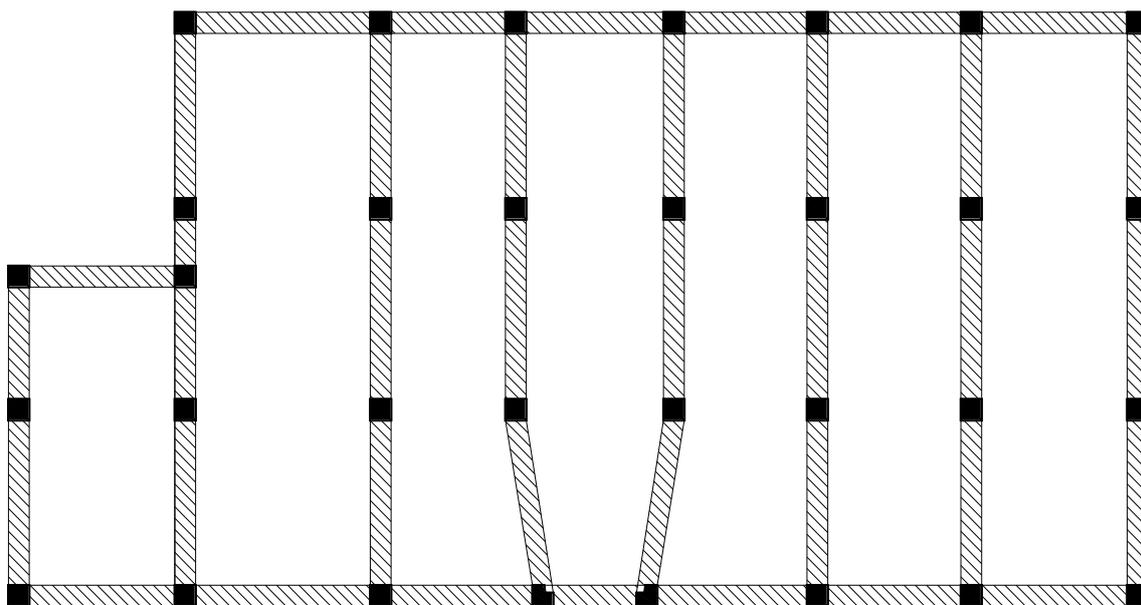


Figura 1.2: Pianta edificio

1.2 Struttura dell'edificio

La struttura portante dell'edificio è costituita da un telaio in cemento armato unidirezionale che si sviluppa sul lato minore (vedi figura...).

Sono qui di seguito riportati i disegni degli elementi strutturali con l'indicazione delle dimensioni e delle armature; ogni elemento è indicato in base alla numerazione riportata nella seguente figura:

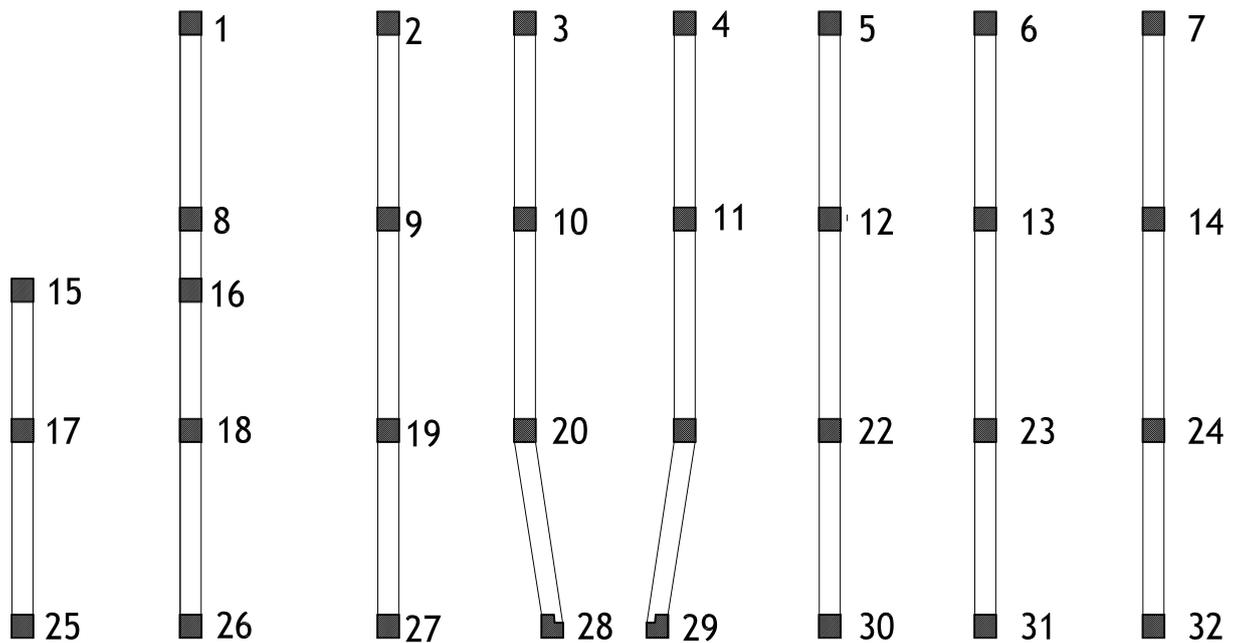
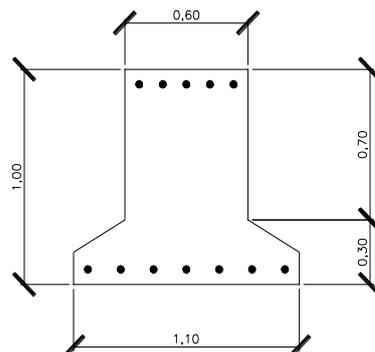


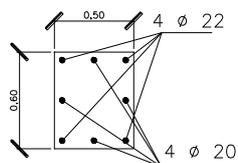
Figura 1.3: Numerazione pilastri

FONDAZIONI

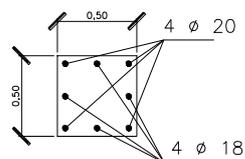
Le fondazioni sono costituite da travi rovesce di larghezza di base 1,10 m e altezza 1,00 m e si sviluppano lungo la direzione del telaio, nonché su tutto il perimetro dell'edificio.



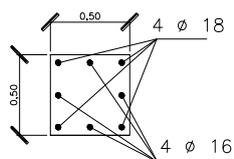
Pilastrini piano interrato



Pilastrini piano terra e primo



Pilastrini secondo piano



Pilastrini terzo quarto e quinto piano

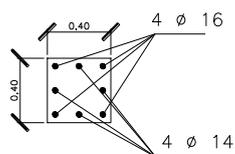


Figura 1.6: sezioni e armature pilastrini

TRAVI

Come i pilastrini, anche le travi hanno la stessa sezione e la stessa armatura sia a seconda del piano a cui appartengono sia della direzione (vedi figura 1.7):

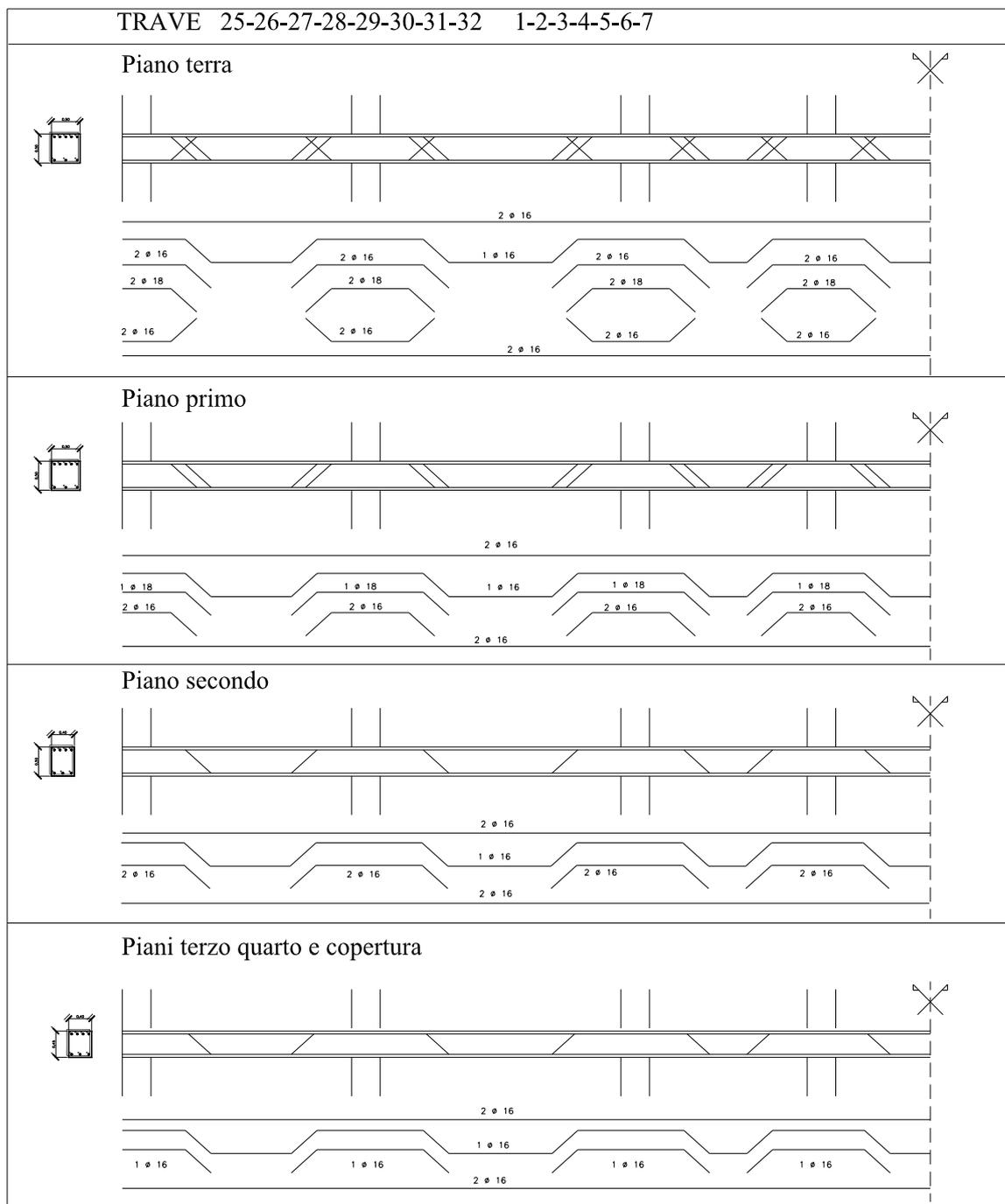


Figura 1.7: Travi

Modifica delle fondazioni di edifici esistenti per l'inserimento di isolatori sismici

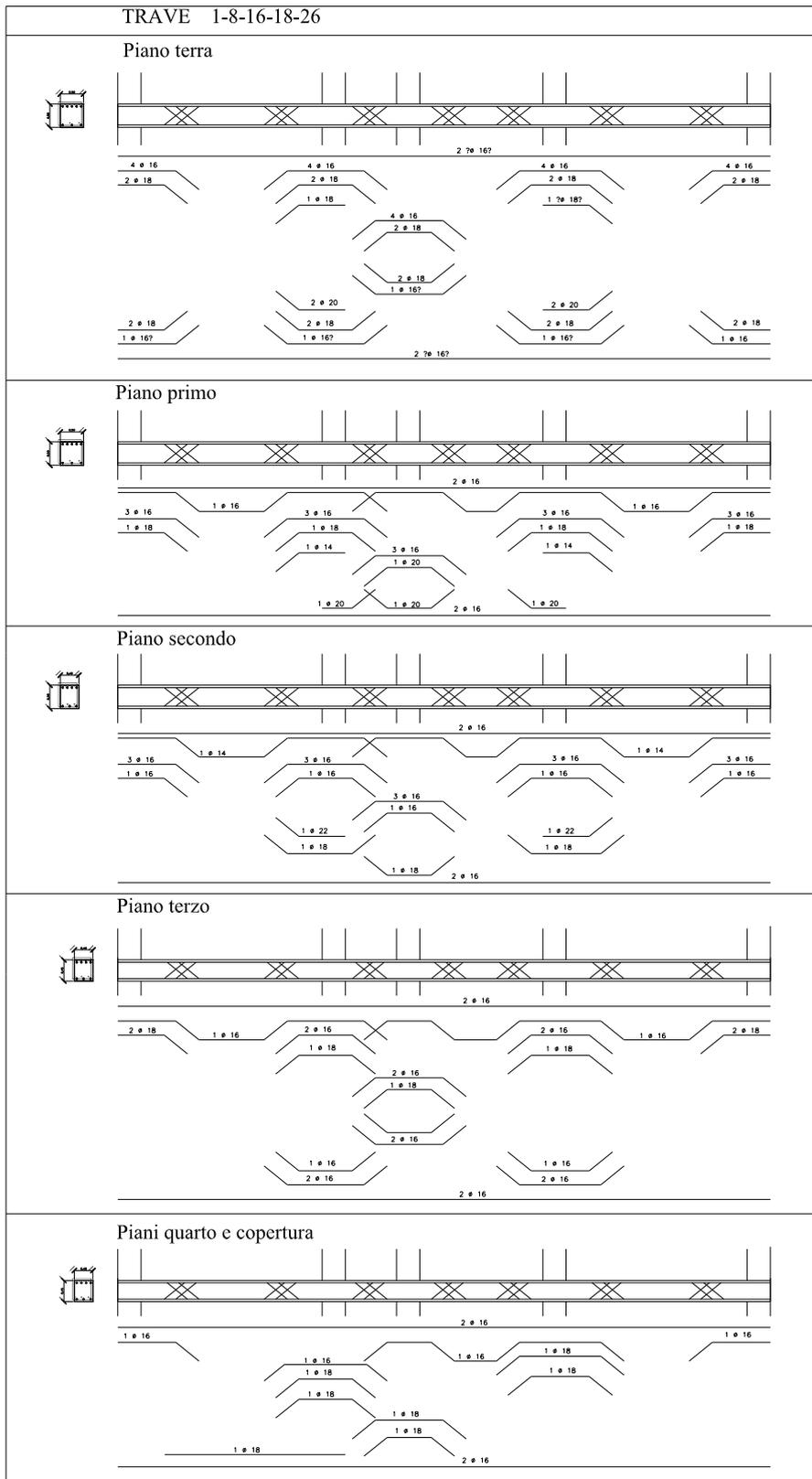


Figura 1.8: Travi

Modifica delle fondazioni di edifici esistenti per l'inserimento di isolatori sismici

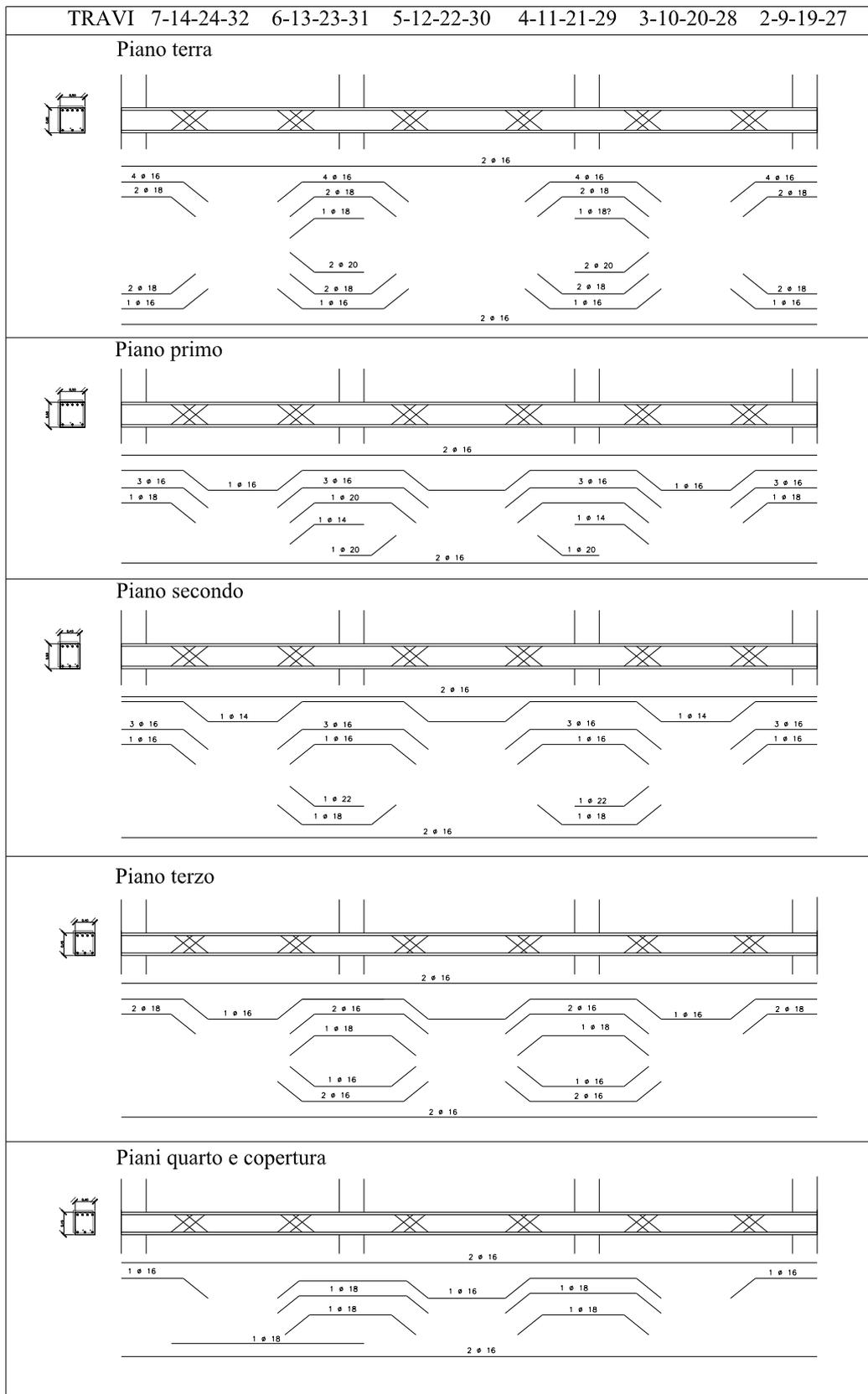


Figura 1.9: Travi

SOLAI

I solai sono stati costruiti in laterizi; sono di dimensione 20 + 5 cm.

Vengono considerati infinitamente rigidi sul proprio piano, poiché hanno una soletta, armata da una rete elettrosaldata, di 5 cm.

MURO DI SOSTEGNO

L'intero edificio è circondato da un muro di sostegno, disposto ad una distanza media di 0,90 m dal corpo principale.

L'edificio e il muro sono collegati da travi poste all'altezza del solaio del piano terra. Questi elementi hanno la stessa dimensione delle travi interne e costituiscono sostanzialmente la loro continuazione, all'esterno dell'edificio, protesa fino al muro di sostegno.

Il muro è in cemento armato ed ha una altezza variabile da 5,65 m nel punto più alto a 4,00 m in quello più basso. La sezione del muro è anch'essa variabile: nella parte inferiore presenta una larghezza di 0,5 m, mentre in sommità misura 0,32 m.

La fondazione del muro è costituita da uno zoccolo di dimensioni 0,60 x 1,00 m, che poggia alla stessa quota delle fondazioni della struttura principale.

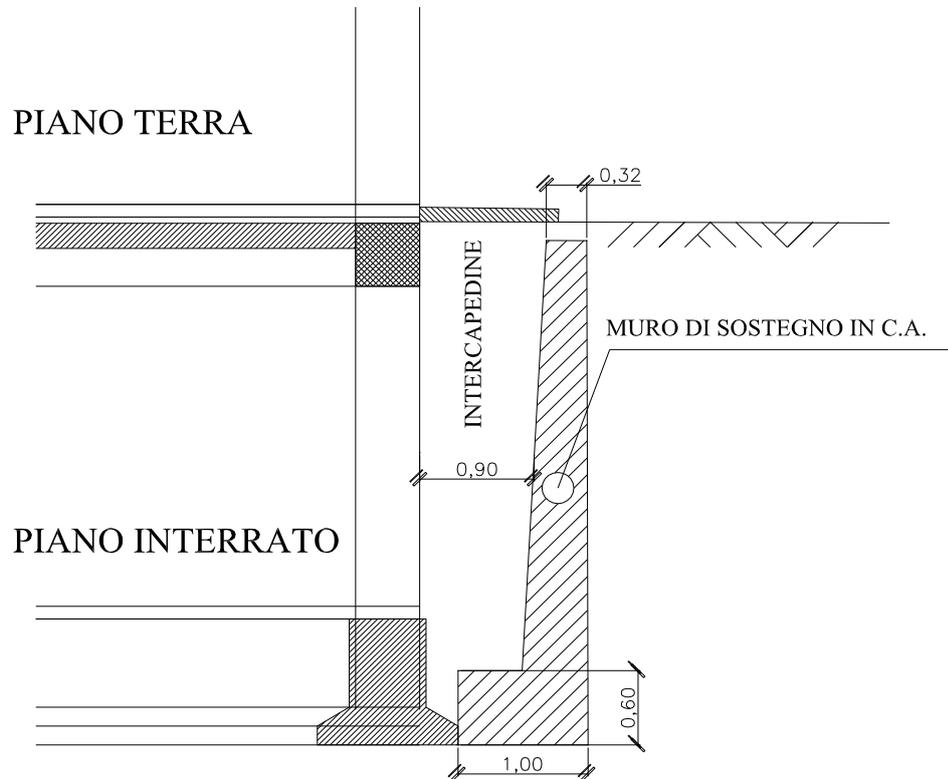


Figura 1.10: Sezione muro di sostegno

Nel caso del verificarsi di un evento sismico, l'isolamento della struttura porta ad avere degli spostamenti di svariati centimetri; la distanza presente tra il muro di sostegno e l'edificio è ampiamente sufficiente per assorbire tali oscillazioni, e, quindi, non sono sicuramente richiesti interventi strutturali che interessino questa parte di fabbricato. Gli unici interventi necessari riguardano solamente aspetti architettonici, al fine di consentire che le oscillazioni non precludano l'accesso all'edificio. Questi argomenti saranno ampiamente trattati nel capitolo 6.

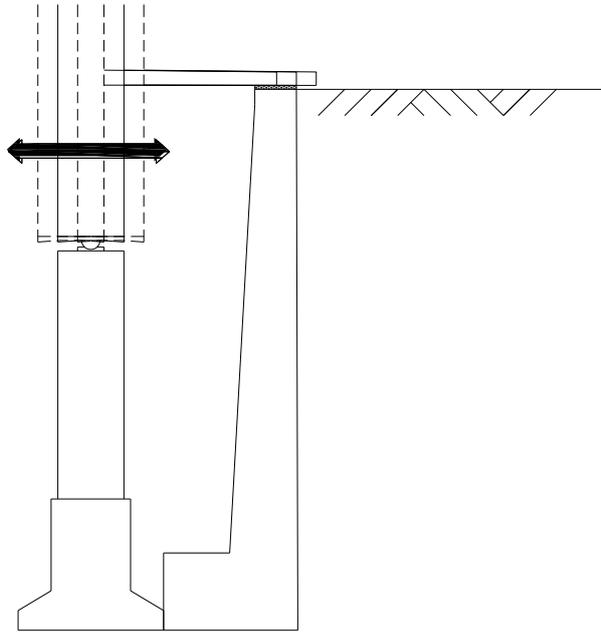


Figura 1.11: Spazio per oscillazione tra edificio e muro di sostegno

BALCONI

Dal secondo al quarto piano sono presenti dei balconi che coprono quasi tutto il perimetro dell'edificio.

Tali balconi sono profondi 1,12 m ed hanno un parapetto alto 0,89 m; sono strutturalmente costituiti da una soletta armata, ancorata alla trave perimetrale dell'edificio e alla soletta del solaio.

La soletta ha uno spessore variabile che va da un massimo di 0,29 m nel punto aderente alla trave e dove il momento e taglio sono maggiori, ad un minimo di 0,17 m nel punto più distante da essa.

Il parapetto è costituito da una parte in cemento armato e da una ringhiera metallica; è anche presente una fioriera, che è stata realizzata direttamente con il getto della soletta stessa.

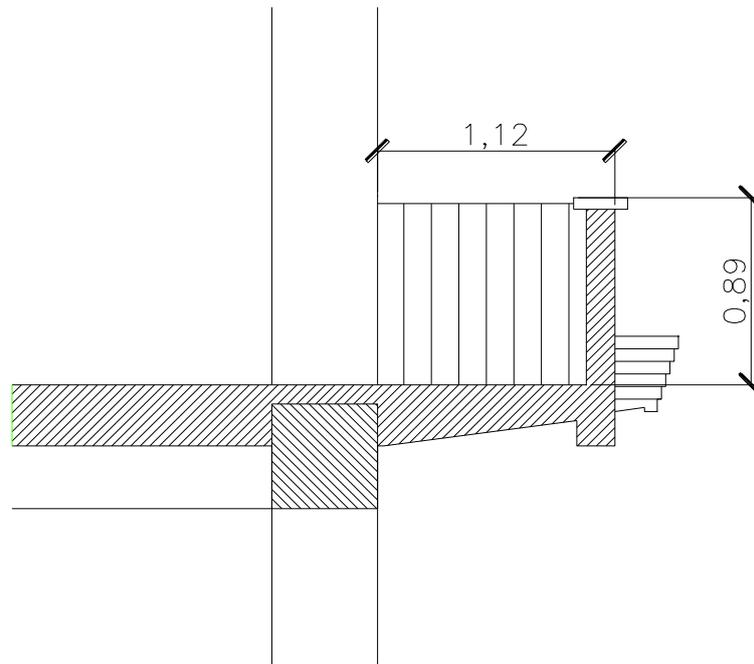


Figura 1.12: Sezione ascensore

Parte dei balconi è completamente chiusa verso l'esterno e costituisce una zona interna a sbalzo.

SCALE

Le scale della parte dell'edificio fuoriterra sono racchiuse in un vano trapezoidale, mentre le due rampe sono in posizione convergente.

Le rampe hanno uno spessore di 14 cm e una larghezza di 1,27 m e poggiano su due travi di cemento armato di dimensione 30 x 40 cm.

Il pianerottolo è costituito da un solaio 20 + 5 cm e da un massetto di 3 cm. Questo poggia, dal lato della rampa, sulla trave 30 x 40 cm, la quale, a sua volta, poggia su due travi 30 x 40 cm, e, dall'altro lato, su una trave 50 x 30 cm.

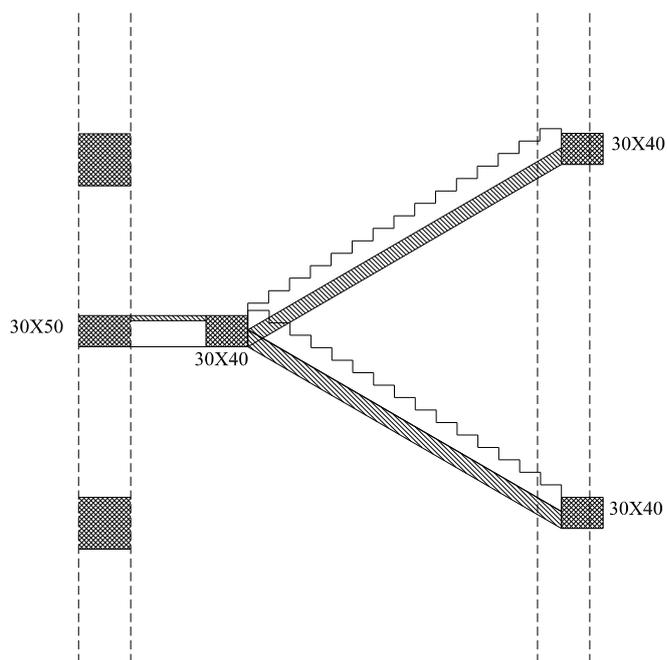
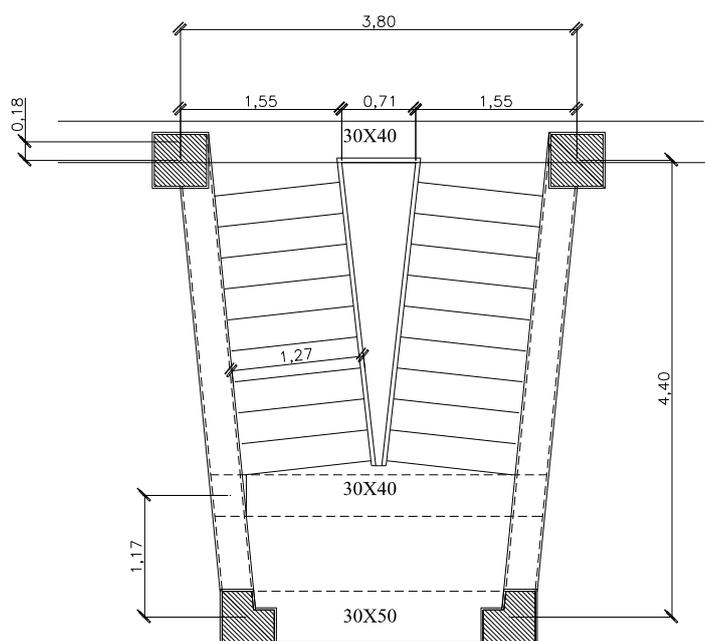


Figura 1.13: Pianta e sezione vano scala

Vi sono inoltre altre due rampe che collegano il piano terra con le cantine del piano interrato.

VANO ASCENSORE

Vicino alle scale è presente un vano ascensore che collega tutti i vari livelli dell'edificio, compreso quello interrato. Tale vano è costituito da una struttura in cemento scarsamente armato e, relativamente alla struttura dell'edificio, non ha fini strutturali, ma assolve esclusivamente la funzione di portare se stesso e i macchinari. Il vano è di forma rettangolare e di dimensioni 2,03 e 1,45 m e lo spessore delle sue pareti è di 15 cm.

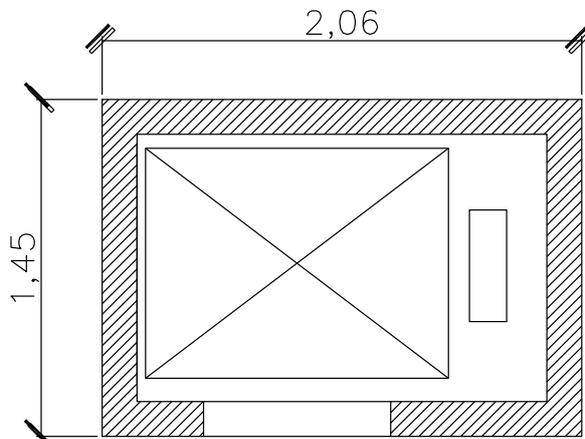


Figura 1.14: Vano ascensore

TAMPONATURE

Le tamponature esterne della struttura sono costruite in laterizio ed hanno uno spessore di 30 cm. Le tamponature del piano interrato, invece, sono in cemento armato; queste ultime portano un aumento delle rigidezze non trascurabile, che deve essere tenuto in conto nella modellizzazione della struttura.

TERRENO

Per quanto riguarda le caratteristiche del terreno, **si assume**, secondo le NTC 2008, un sottosuolo di tipologia B, quindi appartenente alla seguente descrizione: “rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana

fine molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fine)”.

Per quanto riguarda la categoria topografica, il sito ricade nella categoria T1, definita come “superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15^\circ$ ”. Il terreno ha infatti un'inclinazione media di 4° .

Poiché nella modellazione verrà usata la teoria di Winkler, si dovrà assumere un valore nullo in superficie e un coefficiente elastico del terreno, in direzione verticale, con valore di 1×10^7 N/m²; in direzione orizzontale, invece, per quanto riguarda il muro di sostegno dovrà essere assunto un valore che varia in modo lineare con un coefficiente angolare di $2,5 \times 10^6$.

1.3 Materiali

La conoscenza della costruzione in cemento armato oggetto della verifica è di fondamentale importanza ai fini di un'adeguata analisi, e può essere conseguita con diversi livelli di approfondimento, in base all'accuratezza delle operazioni di rilievo, all'analisi storica ed alle indagini sperimentali.

La conoscenza della geometria strutturale di edifici esistenti deriva, di regola, dalle operazioni di rilievo: la geometria può essere nota in base ai disegni originali di carpenteria, i quali descrivono la geometria della struttura, gli elementi strutturali e le loro dimensioni e permettono di individuare l'organismo strutturale resistente alle azioni orizzontali e verticali, mentre, nel caso in cui si abbiano a disposizione gli elaborati esecutivi, saranno note le armature e le caratteristiche nominali dei materiali utilizzati.

Il rilievo visivo sarà poi necessario per controllare la reale corrispondenza tra il progetto disponibile e l'effettiva geometria della struttura.

Nel caso in cui non si abbia a disposizione il progetto originale o, dal rilievo visivo non si abbia una corrispondenza tra l'effettiva geometria e il progetto stesso, occorrerà procedere al rilievo completo della carpenteria.

Per quanto riguarda i dettagli strutturali, occorre risalire alla quantità e alla disposizione delle armature, compresi il passo delle staffe, i collegamenti tra elementi strutturali diversi e la consistenza degli elementi non strutturali collaboranti. Si distinguono:

Progetto simulato:

utilizzato in caso di assenza dei disegni costruttivi originali per definire la quantità e la disposizione delle armature in tutti gli elementi che hanno funzione strutturale o le caratteristiche dei collegamenti, considerando le norme tecniche in vigore e della pratica costruttiva caratteristica all'epoca della costruzione.

Verifiche in-situ limitate:

utilizzate per verificare la corrispondenza tra le armature o le caratteristiche dei collegamenti effettivamente presenti e quelle riportate nei disegni costruttivi, oppure ottenute mediante il progetto simulato.

Verifiche in-situ estese:

eseguite quando non sono disponibili i disegni costruttivi originali, come alternativa al progetto simulato seguito da verifiche limitate, oppure quando i disegni costruttivi originali sono incompleti.

Verifiche in-situ esaustive:

effettuate quando non sono disponibili i disegni costruttivi originali e si desidera un livello di conoscenza accurata (LC3).

L'esame della qualità e l'eventuale valutazione sperimentale delle caratteristiche meccaniche hanno come finalità principale quella di stabilire se gli elementi strutturali in esame sono capaci di un comportamento strutturale idoneo a sostenere le azioni statiche e dinamiche prevedibili per l'edificio in oggetto, tenuto conto delle categorie di suolo.

Per gli elementi in calcestruzzo la misura delle caratteristiche meccaniche si ottiene mediante estrazione di campioni ed esecuzione di compressione fino a rottura; analogamente, per gli elementi in acciaio (barre di armatura), la misura delle caratteristiche meccaniche si ottiene mediante estrazione di campioni ed esecuzione di prove a trazione fino a rottura, con determinazione della resistenza a snervamento e della resistenza a deformazione ultima.

Sono ammessi, inoltre, metodi di indagine non distruttiva che, pur non potendo essere completamente impiegati in sostituzione delle indagini distruttive, sono integranti di queste ultime; in particolare è consentito sostituire alcune prove distruttive, in misura comunque inferiore al 50%, con un più ampio numero di prove non distruttive pari almeno al triplo.

Si distinguono:

Prove in-situ limitate:

servono a completare le informazioni sulle proprietà dei materiali ottenute dalla letteratura, o dalle regole in vigore all'epoca della costruzione, o dalle caratteristiche nominali riportate sui disegni costruttivi o da certificati originali di prova.

Prove in-situ estese:

utilizzate per ottenere informazioni in mancanza sia dei disegni originali costruttivi, sia dei certificati originali di prova, oppure nel caso in cui i valori ottenuti dalle prove limitate risultino inferiori a quelle riportati nei disegni o nei certificati.

Indagini in-situ esaustive:

adoperate per ottenere informazioni in mancanza sia dei disegni originali costruttivi, sia dei certificati originali di prova, oppure nel caso in cui i valori ottenuti dalle prove limitate risultino inferiori a quelle riportati nei disegni o nei certificati e si desidera raggiungere un livello di conoscenza LC3.

Le indagini effettuate nel caso in esame mirano a raggiungere un livello di conoscenza LC2 (Conoscenza adeguata); si hanno a disposizione gli elaborati grafici esecutivi del progetto originario e la relazione di calcolo.

Si è proceduto ad un rilievo a campione per verificare la corrispondenza degli elementi strutturali con quanto riportato nel progetto originale; analogamente, per i dettagli costruttivi, sono state verificate le armature presenti mediante indagini pacometriche. Sono state, infine, effettuate prove distruttive e non sugli elementi principali, con estrazione di carote e barre di armatura, testate poi in laboratorio fino alla rottura. Tali prove sono state integrate con prove non distruttive (indagini sclerometriche ed ultrasoniche), in modo da ampliare il numero di elementi indagati, e conoscere più approfonditamente le caratteristiche dei materiali dell'edificio oggetto di studio.

In generale, per la tipologia ed il numero esteso di prove svolto, si può considerare raggiunto il livello di conoscenza LC2 (Conoscenza adeguata).

Il Fattore di Confidenza per il calcestruzzo e l'acciaio è stato assunto quindi pari a 1.2.

- Raccolta delle proprietà meccaniche del calcestruzzo armato

I metodi d'indagine non distruttivi o parzialmente distruttivi forniscono un'indicazione circa l'omogeneità del materiale oggetto di studio. Correlando i risultati di più prove, si riescono, infatti, a determinare in maniera abbastanza realistica le caratteristiche di resistenza del materiale. Occorre comunque procedere all'estrazione di carote di calcestruzzo e di spezzoni di barre d'armatura al fine di procedere a prove distruttive di laboratorio, atte a fornire le classi di resistenza dei materiali.

Le indagini in sito possono, in questo modo, essere tarate per comparazione con le prove distruttive eseguite in laboratorio sui campioni estratti. Ciò è particolarmente vero per la correlazione tra la resistenza a compressione, la velocità ultrasonica e l'indice di rimbalzo del calcestruzzo.

Si hanno le seguenti procedure d'indagine:

- prelievo di campioni cilindrici (carote) e prove di compressione;
- prove sclerometriche in funzione della durezza superficiale;
- metodo microsismico ad ultrasuoni;
- metodo combinato Sonreb con sclerometro ed ultrasuoni;
- determinazione della profondità di carbonatazione.

Il carotaggio è l'estrazione di materiale indurito in forma di carote e microcarote, sulle quali è possibile, in laboratorio, eseguire prove di rottura a compressione, previa preparazione delle superfici.

Le estrazioni devono essere in numero non inferiore a 3, con prestabiliti rapporti tra il diametro della carota e la sua lunghezza (in genere tale rapporto è di $\frac{1}{2}$). Deve essere usata un'idonea attrezzatura per ridurre al minimo il danneggiamento sul campione, che altrimenti sarebbe inservibile; a tale scopo si usano sonde rotative

a corona diamantata comandate da un motore elettrico, che consentono l'estrazione di CLS o muratura senza percussione o sollecitazioni dannose.



Figura 1.15: Vista della prova di schiacciamento di una carota

La prova di compressione deve essere eseguita mediante presse rispondenti a particolari specifiche prescritte dalla normativa. Prima di eseguire la prova occorre verificare le dimensioni del provino con una precisione al millimetro ed annotare il peso con precisione del 0.1%. Il carico deve essere aumentato fino alla completa rottura del provino e si deve prendere nota del carico massimo raggiunto.

Nella tabella sottostante si riassumono i dati ottenuti dalle prove di schiacciamento delle carote estratte; in particolare si fa riferimento alla resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo; tali valori sono stati integrati con quanto determinato dalle prove non distruttive e per le verifiche degli elementi strutturali è stato assunto il valore medio di tutte le prove effettuate (carotaggi, prove sclerometriche), adottando un fattore di confidenza pari ad 1,20. In particolare, utilizzando le formule che legano la resistenza caratteristica cilindrica alla resistenza cubica, sono stati determinati i diversi valori per i risultati ottenuti dai carotaggi e dalle prove non distruttive e, scartando il valore più alto e quello più basso nei casi in cui si avevano dei numero anomali, è stato determinato il valore medio.

PROVINO	f_c	massa volumica	H	Φ	λ	Rc
	[MPa]	[kg/m ³]	[mm]	[mm]	[H/ Φ]	[MPa]
GD'A'-C1	18.72	2273.38	68.30	67.60	1.01	18.64
GD'A'-C2	21.93	2242.32	68.50	67.60	1.01	21.81
GD'A'-C3	23.47	2281.79	68.70	67.70	1.01	23.33
GDA-0SR1-C1	23.35	2209.28	93.90	94.10	1.00	23.37
GDA-0SR3-C2	21.10	2215.29	94.30	94.00	1.00	21.07
GDA-1SR1-C1	24.38	2192.49	93.90	94.00	1.00	24.39
GDA-1SR2-C2	16.80	2231.57	94.00	94.00	1.00	16.80
GDA-2-C1-SR2	14.49	2121.86	93.90	94.00	1.00	14.50
GDA-2-C2-SR3	16.85	2117.26	93.90	94.00	1.00	16.86
GDA-3-C1-SR1	18.64	2151.79	93.80	94.00	1.00	18.66
GDA-3-C2-SR4	19.06	2161.78	93.70	94.00	1.00	19.08
GDA-4-C1-SR1	19.89	2207.12	93.80	94.00	1.00	19.91
GDA-4-C2-SR3	15.41	2210.71	94.30	94.00	1.00	15.39
	19.55	2265.83				19.52

Tabella 1.1: Valori delle resistenze cilindriche e cubiche determinate dalle prove di schiacciamento

Al fine di determinare la resistenza cubica, in funzione del rapporto λ altezza/diametro del provino, si è utilizzata la relazione proposta dalle BS 1881:

$$R_c = \frac{f_c \cdot \delta}{\left(1,5 + \frac{1}{\lambda}\right)}$$

dove δ è una costante che vale 2,5 per carote estratte orizzontalmente, (perpendicolarmente alla direzione del getto), e 2,3 per carote estratte verticalmente.

- Prove sclerometriche (non distruttive)

Lo sclerometro è uno strumento che esegue una prova d'urto sulla superficie del materiale, misurando l'energia dissipata nell'urto di una massa metallica (martello) contro un'incudine tenuta a contatto con la superficie da provare. Si risale

poi alla resistenza di quest'ultima mediante la conversione dell'energia prodotta in un indice graduato.

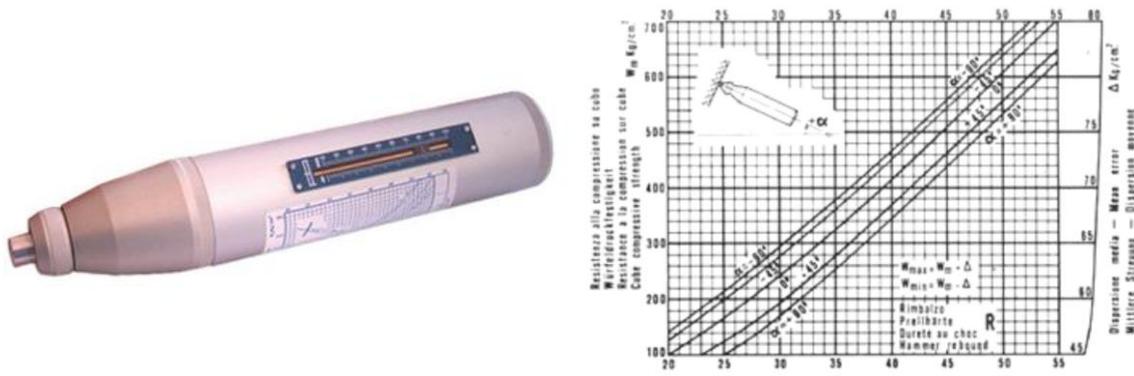


Figura 1.16: Vista della prova di un martello di Schmidt e diagramma delle resistenze

L'indice di rimbalzo può essere usato anche per delimitare l'omogeneità del calcestruzzo in situ, per delimitare regioni superficiali nelle strutture con CLS degradato e di qualità scadente e per stimare le variazioni nel tempo delle proprietà del conglomerato stesso, come per esempio quelle provocate dall'idratazione del cemento. Le condizioni dello strato superficiale del CLS (umidità, alterazioni da carbonatazione, micro fessurazioni ecc.), hanno un'influenza notevole sull'indice di rimbalzo; la zona carbonatata rilevata nelle posizioni in cui sono state effettuate i prelievi di carote variano da un minimo di 0.70 cm a un massimo di 4.5 cm, con valore medio di 2.77 cm. Per risalire alla resistenza a compressione si attua una lettura "dell'indice sclerometrico", o indice di rimbalzo, indicato su una scala presente sullo strumento stesso. Tale scala riporta un valore che poi va inserito all'interno di un diagramma, anch'esso presente sullo strumento, e riportato su delle curve che forniscono la resistenza probabile. I metodi di interpretazione delle battute sclerometriche sono diversi. Nel caso in esame sono state eseguite 12 battute, escludendo le due letture estreme e mediando le 10 rimanenti.

Il metodo sclerometrico però non può sostituire metodi utilizzati per la determinazione della resistenza del CLS, che può essere stimata, sempre in maniera

approssimata, solo in presenza di una curva sperimentale di taratura che correli la resistenza di quel calcestruzzo e l'indice di rimbalzo. Tale resistenza deve essere, quindi, predeterminata con carotaggi e metodi di prova distruttivi.

I valori delle resistenze ottenute dalle prove sclerometriche risultano elevati rispetto a quanto ottenuto dalle prove distruttive, in quanto risentono dell'effetto della carbonatazione.

Provino	BATTUTE SCLEROMETRICHE [IR]															
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	MAX 1	MIN 1	MEDIA	Rcub(Mpa)
GDA-0SR1-C1	36	36	38	40	36	38	36	38	40	38	42	34	42	34	37.6	36
GDA-0SR2	34	32	34	36	30	32	34	34	34	32	32	32	36	30	33.0	28
GDA-0SR3-C2	34	34	46	36	36	36	42	34	30	34	36	34	46	30	34.4	30
GDA-0SR4	34	30	38	30	38	38	42	34	36	32	32	32	42	30	34.4	30
GDA-1SR1-C1	34	36	40	40	36	34	40	32	32	38	28	32	40	28	36.2	34
GDA-1SR2-C2	38	38	40	34	38	34	42	34	38	38	40	40	40	34	38.0	36
GDA-1SR3	40	38	44	38	42	42	40	40	40	38	44	38	44	38	40.0	40
GDA-1SR4	34	40	40	42	42	36	40	42	40	40	28	50	50	28	39.6	39
GDA-2SR1	34	32	34	32	34	32	36	34	36	32	40	30	40	30	33.6	29.5
GDA-2-C1-SR2	32	32	32	34	34	36	36	32	36	36	30	38	38	30	34.0	30
GDA-2-C2-SR3	34	34	36	34	34	34	34	36	36	36	34	40	40	34	34.8	31
GDA-2-SR4	32	32	34	34	34	34	32	32	30	34	30	30	34	30	32.4	27
GDA-3-C1-SR1	36	34	32	36	36	32	36	38	36	36	32	40	40	32	35.2	30.3
GDA-3-SR2	32	32	30	30	32	30	32	30	32	32	36	28	36	28	31.2	25
GDA-3-SR3	36	32	38	36	38	36	36	36	32	32	34	34	34	32	35.2	31
GDA-3-C2-SR4	32	32	34	34	36	32	34	36	36	34	32	50	50	32	34.0	30
GDA-4-C1-SR1	36	34	38	36	34	38	38	36	36	36	32	40	40	32	36.2	34
GDA-4-SR2	34	30	34	32	34	34	36	32	32	34	28	42	42	32	33.2	29.5
GDA-4-C2-SR3	42	36	34	32	32	38	34	34	36	34	30	44	44	30	35.2	30
GDA-4-SR4	32	34	34	34	32	34	34	34	34	36	32	38	38	32	33.8	29.8

Tabella 1.2: Valori degli indici di rimbalzo delle battute sclerometriche

- Prove ultrasoniche (non distruttive)

L'apparecchio ad ultrasuoni misura il tempo di propagazione, in microsecondi, di un'onda ultrasonica che si propaga attraverso un materiale. Tale operazione viene effettuata per mezzo di 2 sonde (una trasmittente e l'altra ricevente), e permette di ricavare molte notizie sullo stato fisico e meccanico del manufatto. Dopo aver effettuato un'opportuna taratura dell'apparecchio si può procedere alla prova con metodo diretto, semidiretto o indiretto a seconda dei casi.

Il metodo si basa sul fatto che le modalità di propagazione di un segnale sonico impulsivo quali la velocità, l'ampiezza e la frequenza, sono funzione sia delle proprietà elastiche sia dello stato di integrità del mezzo attraversato. In particolare, la velocità di propagazione degli impulsi in un mezzo è funzione delle caratteristiche elastiche del mezzo attraversato (modulo di elasticità e coefficiente di Poisson dinamici) e della sua densità, mentre eventuali disomogeneità quali fessure, zone degradate e cavità variano la velocità di propagazione assorbendo parzialmente l'onda di vibrazione.

Il rilievo consiste nel produrre impulsi di vibrazioni meccaniche attraverso un trasduttore (sonda trasmittente) mantenuto in contatto con una superficie del mezzo in esame. Dopo aver attraversato un percorso di lunghezza nota L , l'impulso di vibrazioni è convertito in un segnale elettrico da un secondo trasduttore e un circuito elettronico permette la misura del tempo di transito (T) dell'impulso. Nota la velocità V è quindi possibile ricavare il modulo di elasticità E con la formula sotto indicata.

La localizzazione di vespai si esegue misurando le variazioni della propagazione delle onde che, in questo caso, compiono un cammino maggiore del normale, per cui il segnale trasmittente impiega più tempo a raggiungere il ricevente.

Strati danneggiati da gelo e fuoco possono essere calcolati compiendo misure a distanze progressive, ricavandone la profondità con la formula riportata in seguito.

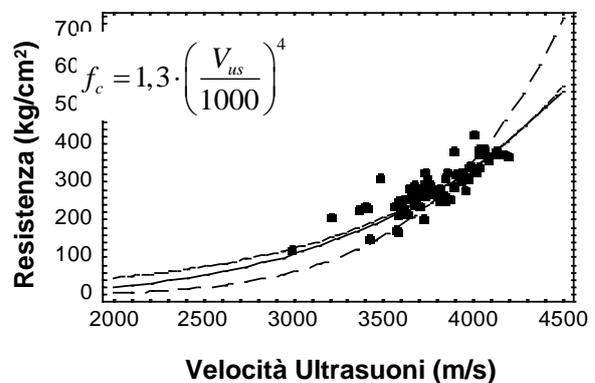


Figura 1.17 : Vista della prova di un martello di un apparecchio microsismico e curva di risposta

La ricerca del modulo elastico si esegue misurando la propagazione diretta dell'onda, procedendo a ricavare il modulo dinamico E_d come segue:

$$E_d = V^2 \cdot Q \cdot \frac{(1+\nu) \cdot (1-2\nu)}{1-\nu}$$

Dove V è la velocità in microsecondi, Q è densità in Kg/m^3 , ν è modulo di Poisson variabile a seconda del materiale, e, nel caso specifico, dello stato di fessurazione del calcestruzzo. Nella tabella sottostante si riportano i valori del modulo elastico dinamico ottenuto dalle prove ultrasoniche, calcolato con la formula precedentemente riportata, e adottando un coefficiente di Poisson pari a 0.2 e massa volumica mediamente pari a 22.66 kN/m^3 (determinata come media dei valori calcolati dai provini di calcestruzzo estratti).

Nel modello FEM, agli elementi finiti rappresentanti le travi e i pilastri dell'edificio si è associato un modulo elastico pari ai $2/3$ del modulo medio ottenuto da tali prove, in modo da tenere in considerazione il fenomeno della fessurazione di tali elementi.

PROVINO	Velocità di propagazione	E
	[m/s]	[GPa]
GDA-0SR1-C1	3500	24.98
GDA-0SR2	3100	19.60
GDA-0SR3-C2	3700	27.92
GDA-0SR4	3000	18.35
GDA-1SR1-C1	3700	27.92
GDA-1SR2-C2	3300	22.21
GDA-1SR3	3500	24.98
GDA-1SR4	3600	26.43
GDA-2SR1	3300	22.21
GDA-2-C1-SR2	3200	20.88
GDA-2-C2-SR3	3200	20.88
GDA-2-SR4	3100	19.60
GDA-3-C1-SR1	3500	24.98
GDA-3-SR2	3100	19.60
GDA-3-SR3	3400	23.57
GDA-3-C2-SR4	3540	25.56
GDA-4-C1-SR1	3510	25.12
GDA-4-SR2	3300	22.21
GDA-4-C2-SR3	3400	23.57
GDA-4-SR4	3400	23.57
GDA-0SR1-C1	3500	24.98
MEDIA		23.21

Tabella 1.3 Valori ultrasuoni e determinazione del modulo elastico

Nel caso in esame non sono state compiute letture in maniera semidiretta. Con tale metodologia, infatti, si fa riferimento alla propagazione delle onde superficiali caratterizzate da una velocità di propagazione più bassa rispetto alle velocità delle onde di compressione di circa il 5-20%. Operando in questo modo si evidenzia che, oltre alla dispersione di energia, la misura di velocità tiene conto in gran parte delle condizioni delle strato superficiale della struttura, mentre diviene poco

rappresentativa la zona profonda. Il metodo indiretto, infine, è maggiormente influenzato dalle microfessure presenti nella struttura e risente del primo strato carbonatato del calcestruzzo. Nel caso specifico essendo state eseguite solo letture dirette questo inconveniente non è presente.

- Metodo combinato “SONREB” (non distruttivo)

Lo scopo del metodo “Sonreb” è quello di valutare la resistenza a compressione del calcestruzzo in situ, attraverso la combinazione di due valori:

- ✓ Velocità longitudinale delle onde ultrasoniche;
- ✓ Indice sclerometrico di rimbalzo.

I vantaggi del metodo derivano dall'utilizzo concomitante di sclerometro e ultrasuoni; la combinazione dei valori ottenuti permette, infatti, di annullare l'influenza dovuta all'umidità e alla stagionatura del calcestruzzo, in quanto questi parametri hanno, a parità di resistenza effettiva alla compressione, un effetto opposto sull'indice di rimbalzo e sulla velocità di propagazione delle onde ultrasoniche. La combinazione dei due valori permette, rispetto agli ultrasuoni, la riduzione dell'influenza dovuta alla natura, dimensione e dosaggio dell'inerte, nonché al tipo di cemento ed eventuali additivi utilizzati per il getto del calcestruzzo.

Infine, rispetto allo sclerometro, con il metodo combinato si diminuisce l'importanza delle variazioni di quantità tra strati superficiali e profondi di calcestruzzo.

Una volta determinati sperimentalmente gli indici di rimbalzo e le velocità ultrasoniche, la coppia di valori viene riportata su un diagramma cartesiano, ove in ascissa si rappresentano gli indici di rimbalzo ed in ordinata la velocità delle onde ultrasoniche. Nel diagramma sono rappresentate le curve di iso-resistenza, determinate sperimentalmente su provini di calcestruzzo, sui quali sono stati rilevati prima i valori delle velocità delle onde e poi i valori di rottura a compressione.

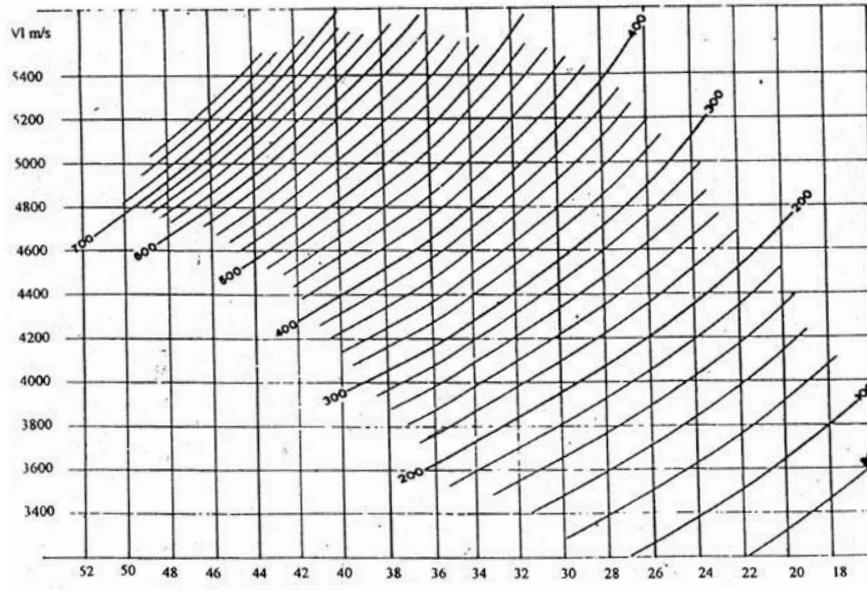


Figura 1.18: Nomogramma per l'applicazione combinata di prove "sonic" e "rebound"

Sono state condotte in sito prove sclerometriche e ultrasoniche (metodo combinato Sonreb) in corrispondenza di pilastri, travi e setti in c.a. ai diversi piani; il posizionamento delle prove effettuate è riportato in pianta nella relazione redatta dal Laboratorio prove, che si allega.

I risultati forniti dalle indagini soniche possono consentire anche direttamente di formulare una prima valutazione di massima sulla qualità del calcestruzzo, in base a classificazioni proposte in letteratura. Di seguito, a titolo esemplificativo, si riporta la classificazione di Leslie – Cheesman:

Valutazione di massima qualità del cls	V (m/s)
Pessimo	< 2135
Scadente	2135 – 3050
Discreto	3050 – 3660
Buono	3660 – 4575
Ottimo	> 4575

Tabella 1.4: Valutazioni delle indagini ultrasoniche

Il metodo combinato SonReb (SONic + REBound = ultrasuoni+sclerometro) è stato sviluppato per ridurre le imprecisioni di valutazione tipicamente derivanti dall'impiego separato delle indagini soniche e sclerometriche.

In generale si è, infatti, notato che il contenuto di umidità fa sottostimare l'indice sclerometrico e sovrastimare la velocità ultrasonica e che, all'aumentare dell'età del calcestruzzo, l'indice sclerometrico tende a crescere, mentre la velocità ultrasonica tende a diminuire. L'uso combinato delle due prove consente quindi di compensare in parte gli errori commessi usando singolarmente le due metodologie, riducendo in tal modo il margine di incertezza insito nelle singole determinazioni.

Con il metodo SonReb, la resistenza del calcestruzzo R_c si stima sulla base della coppia dei valori della velocità di propagazione degli ultrasuoni V ed indice di rimbalzo sclerometrico S , mediante l'utilizzo di formule dedotte da correlazioni di tipo sperimentale, tra le quali si ricordano le più comunemente utilizzate in letteratura tecnica: la formula contenuta nelle Norme RILEM, la formula di Di Leo e Pascale (1994), la formula di Gasparik (1992).

L'applicazione del metodo SonReb fornisce pertanto la resistenza del calcestruzzo R_c mediante espressioni del tipo:

$$R_c = a \cdot S^b \cdot V^c$$

e nello specifico:

- Norme Rilem: $R_c = 7.695 \cdot 10^{-11} \cdot S^{1.4} \cdot V^{2.6}$
- Gasparik: $R_c = 8.06 \cdot 10^{-8} \cdot S^{1.246} \cdot V^{1.85}$

- Di Leo - Pascale: $R_c = 1.2 \cdot 10^{-9} \cdot S^{1.058} \cdot V^{2.446}$

in cui R_c rappresenta la resistenza cubica a compressione espressa in N/mm², S è l'indice sclerometrico e V la velocità ultrasonica espressa in m/s; per la determinazione della resistenza sono stati scartati i valori caratterizzati da velocità non adeguate per queste relazioni di interpretazione.

PROVINO	V	S	Rilem	Gasparik	Di Leo
	[m/s]	[IR]	Rc [MPa]	Rc [MPa]	Rc [MPa]
GDA-0SR1-C1	3500	37.6	20.23	26.64	25.97
GDA-0SR2	3100	33.0	--	18.09	16.81
GDA-0SR3-C2	3700	34.4	20.64	26.43	27.08
GDA-0SR4	3000	34.4	--	17.93	16.21
GDA-1SR1-C1	3700	36.2	22.17	28.16	28.58
GDA-1SR2-C2	3300	38.0	17.62	24.21	22.74
GDA-1SR3	3500	40.0	22.06	28.78	27.73
GDA-1SR4	3600	39.6	23.41	29.94	29.39
GDA-2SR1	3300	33.6	14.83	20.77	19.97
GDA-2-C1-SR2	3200	34.0	13.92	19.91	18.75
GDA-2-C2-SR3	3200	34.8	14.38	20.50	19.22
GDA-2-SR4	3100	32.4	--	17.68	16.49
GDA-3-C1-SR1	3500	35.2	18.45	24.54	24.22
GDA-3-SR2	3100	31.2	--	16.87	15.84
GDA-3-SR3	3400	35.2	17.11	23.26	22.56
GDA-3-C2-SR4	3540	34.0	18.10	24.00	24.01
GDA-4-C1-SR1	3510	36.2	19.33	25.54	25.13
GDA-4-SR2	3300	33.2	14.59	20.46	19.72
GDA-4-C2-SR3	3400	35.2	17.11	23.26	22.56
GDA-4-SR4	3400	33.8	16.16	22.11	21.62

Tabella 1.5: Valori SONREB

I valori delle resistenze a compressione ottenute dalle tre teorie sono pari a 18,13 MPa, 22,95 MPa e 22,23 MPa in base, rispettivamente, alla formula di Rilem, Gasparik e Di Leo; tale risultato va confrontato con quanto ottenuto dalle prove di schiacciamento delle carote e dalle prove sclerometriche.

Per la determinazione dei momenti e dei tagli resistenti è stato considerato il valore medio della resistenza cubica ottenuta dalle prove dirette sulle carote e dalle prove non distruttive sopra esposte.

A tale valore medio è stato applicato un fattore di confidenza FC pari a 1,20.

Indagini su acciai da armatura

I rilievi sulle barre d'armatura sono principalmente intesi a determinare il grado di rinforzo degli elementi esaminati. Le valutazioni sono principalmente legate ad un esame visivo e ad un rilievo geometrico. Altre indicazioni possono essere desunte con metodi magnetoscopici. Si ha:

rilievo di barre d'armatura mediante demolizione del copriferro e/o pacometro;
prelievo di barre d'armatura e prove di laboratorio.

Il Pacometro è uno strumento di facile utilizzo, che permette l'individuazione delle barre di armatura e del relativo copriferro. Una sonda, posta a contatto con la superficie del materiale, rileva (a mezzo di onde elettromagnetiche) la presenza di barre d'armatura. Tale operazione è resa più semplice dalla presenza di un impianto acustico che emette suoni via via più intensi se i ferri sono nelle vicinanze della sonda. Si può anche stimare lo spessore del copriferro effettuando due rilevamenti successivi su due facce della superficie, perpendicolari tra loro. Alcuni strumenti, inoltre, rilevano direttamente lo spessore delle barre.

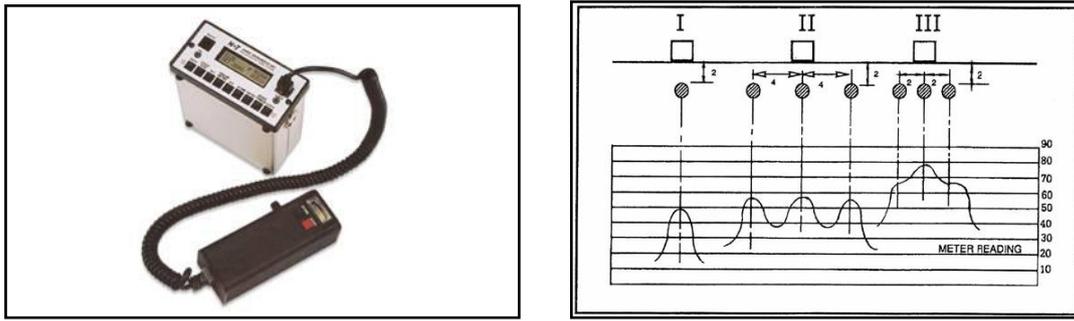


Figura 1.19: Vista del pacometro magnetoscopico e diagramma di individuazione delle barre

Dopo l'estrazione delle barre, avvenuta per mezzo di saggi distruttivi sul manufatto, si procede alla determinazione delle caratteristiche meccaniche del materiale in laboratorio attraverso prove di trazione diretta. La barra viene posizionata negli appositi ancoraggi e la macchina applica una forza crescente fino a rottura del campione. Una volta terminata la prova si misura l'allungamento subito da ogni singola barra e si passa a tracciare il diagramma carico – allungamento nominale. In base alle proprietà delle barre ed alla loro distribuzione statistica è possibile risalire ai valori caratteristici della resistenza del materiale, dalla quale è possibile procedere alla classificazione.

Dagli elaborati progettuali disponibili, il progettista impiegò nel calcolo acciaio di tensione ammissibile pari a 1800 kg/cm^2 corrispondente ad un acciaio tipo Aq. 60.

Nel caso in esame, dalle prove di trazione compiute su campioni prelevati in situ, le tensioni di snervamento ottenute sono prossime al valore di riferimento dell'acciaio impiegato in fase progettuale; per le tensioni di rottura ottenute, invece, si può far riferimento ad acciaio tipo Aq. 50 (si veda "Le proprietà meccaniche degli acciai impiegati nelle strutture in c.a. realizzate negli anni '60", Verdone, Stella, Cosenza).

Nella tabella sottostante si riportano i valori ottenuti dalle prove ed il valore medio utilizzato per la determinazione dei momenti e dei tagli resistenti nei calcoli di

verifica riferiti alle valutazioni numeriche degli elementi strutturali del condominio.
A tale valore è stato applicato un fattore di confidenza pari a 1,20.

Provino		A_s	Φ nominale	f_y	f_t	f_t/f_y	allung.to
		[mm ²]	[mm]	[MPa]	[MPa]	[/]	[%]
1	GDA-ST-F1	106.78	12	349.97	572.20	1.63	20.16
2	GDA-P1-F1	378.75	22	318.10	451.18	1.42	30.3
3	GDA-ST-F1	111.41	12	349.97	572.2	1.61	18.15
4	GDA-P1-F1	106.05	12	318.1	451.18	1.50	18.88
5	GDA-SR3-F6	160.38	14	461.55	742.09	1.30	15.26
6	GDA-P.4-F-7	155.26	14	299.31	448.22	1.37	24.25
7	GDA-SR3-P1-F4	383.25	22	324.02	420.56	1.33	27.2
MEDIA				343.61	502.17	1.45	22.03

Tabella 1.6: Valori snervamento e rottura delle barre d'armatura

Valori inseriti nelle verifiche per i diversi materiali

Si riassumono in seguito i valori utilizzati per le verifiche degli elementi resistenti:

- Resistenza media a compressione calcestruzzo $R_{cm} = 20,71 \text{ MPa}$; $f_{cd} = 8,12 \text{ MPa}$
- Modulo di elasticità per travi e pilastri $E = 15,47 \text{ GPa}$;
- Resistenza media a trazione acciaio $f_{ym} = 343,61 \text{ MPa}$; $f_{yd} = 248,99 \text{ N/mm}^2$

1.4 *Analisi dei carichi*

Come recita il DM 2008 “per la valutazione della sicurezza delle costruzioni si devono adottare criteri probabilistici scientificamente comprovati” e in particolare viene normato il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

In tale metodo la sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni; tali valori sono rappresentati da valori caratteristici R_{ki} e F_{kj} definiti rispettivamente come frattile inferiore delle resistenze e frattile (superiore o inferiore) delle azioni che minimizzano la sicurezza. Tali frattili sono assunti pari al 5%.

La verifica della sicurezza si effettua, quindi, tramite l'equazione

$$R_d \geq E_d$$

Dove R_d è il valore della resistenza di progetto valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali visti nel paragrafo precedente;

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto $F_{dj} = F_{kj} \times \gamma_{Fj}$.

I coefficienti parziali di sicurezza γ_{Mi} e γ_{Fj} , associati rispettivamente al materiale i -esimo e all'azione j -esima, tengono conto delle variabilità delle rispettive grandezze e delle incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo.

Si intende come “vita nominale V_N il numero di anni nel quale la struttura purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata”.

Nel caso della struttura in esame tale valore è >50 anni.

Come classe d'uso, ovvero come raggruppamento in base all'importanza strategica dell'opera e alla conseguenza di un eventuale collasso, la struttura si pone in zona 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”.

Con questi due raggruppamenti si può definire il “periodo di riferimento V_R ” della struttura riguardo ad eventi sismici:

$$V_R = V_N \times C_U$$

Con C_U pari a 1,0 per edifici in classe II.

V_R risulta quindi 50 anni.

Si analizzano ora i carichi gravanti sulla struttura.

Analisi dei pesi dei materiali costituenti l'edificio

Solai pino terra, 1°, 2°, 3° e 4°:

Solaio 20 + 5 (laterocemento).....	250 kg/mq
Massetto 8 cm ($\gamma=2000$ kg/mc).....	160 kg/mq
Intonaco intradosso.....	30 kg/mq
Pavimento.....	80 kg/mq
Tramezzi.....	80 kg/mq

Solaio di copertura praticabile

Solaio 20 + 5 (laterocemento).....	250 kg/mq
Massetto di pendenza 8 cm ($\gamma=2000$ kg/mc)	160 kg/mq
Barriera al vapore.....	10 kg/mq
Membrana impermeabilizzante	30 kg/mq
Pavimento.....	80 kg/mq
Intonaco intradosso.....	30 kg/mq

Solaio di copertura non praticabile

Solaio 16 + 4 (laterocemento).....	200 kg/mq
Massetto 5 cm ($\gamma=2000$ kg/mc)	100 kg/mq
Barriera al vapore.....	10 kg/mq
Membrana impermeabilizzante.....	30 kg/mq
Rivestimento	80 kg/mq
Intonaco intradosso.....	30 kg/mq

Balconi

Soletta armata 16 cm	400 kg/mq
Massetto 5 cm ($\gamma=2000$ kg/mc)	100 kg/mq
Membrana impermeabilizzante	30 kg/mq
Pavimento.....	80 kg/mq
Intonaco intradosso.....	30 kg/mq

Pianerottolo scale

Solaio 20 + 5 (laterocemento).....	250 kg/mq
Massetto 3 cm ($\gamma=2000$ kg/mc)	60 kg/mq
Pavimento	80 kg/mq
Intonaco intradosso.....	30 kg/mq

Rampa scale

Soletta armata 14 cm	350 kg/mq
Gradini	120 kg/mq
Pavimento	80 kg/mq
Intonaco intradosso.....	30 kg/mq

Copertura praticabile

Carichi strutturali	250 kg/mq
Carichi non strutturali	310 kg/mq
Carichi d'esercizio: copertura praticabile (H2)	400 kg/mq
Neve.....	118 kg/mq

Copertura non praticabile

Carichi strutturali.....	200 kg/mq
Carichi non strutturali	250 kg/mq
Carichi d'esercizio: copertura non praticabile (H1)....	50 kg/mq
Neve.....	118 kg/mq

Balconi

Carichi strutturali	400 kg/mq
Carichi non strutturali	240 kg/mq
Carichi d'esercizio: Amb. Suscettibile di affoll.	400 kg/mq
Uso residenziale (A).....	200 kg/mq
Neve.....	118 kg/mq

Pianerottolo scale

Carichi strutturali	250 kg/mq
Carichi non strutturali.....	170 kg/mq
Carichi d'esercizio: Amb. Suscettibile di affoll.	400 kg/mq

Rampa scale

Carichi strutturali	350 kg/mq
Carichi non strutturali	230 kg/mq
Carichi d'esercizio: Amb. Suscettibile di affoll.	400 kg/mq

Noti tutti i carichi, è possibile eseguire la combinazione delle azioni secondo la teoria semiprobabilistica degli stati limite:

SLU combinazione fondamentale:

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

Combinazione sismica

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \dots$$

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si possono adottare, in alternativa, due diversi approcci progettuali.

Nell'*Approccio 1* si impiegano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema (R). Nella *Combinazione 1* dell'*Approccio 1*, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 delle Tabelle sopra citate. Nella *Combinazione 2* dell'*Approccio 1*, si impiegano invece i coefficienti γ_F riportati nella colonna A2.

Nell'*Approccio 2* si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1.

		Coefficiente γ_{G1}	EQU	A1 STR	A1 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1	1
	sfavorevoli		1,1	1,3	1
Carichi permanenti non strutturali	favorevoli	γ_{G2}	0	0	0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0	0	0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

Tabella 1.7: Coefficienti parziali per combinazione SLU

Per quanto riguarda i coefficienti di combinazione si assumono i valori riportati in tabella

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella 1.8: Coefficienti di combinazione

1.5 Programma di calcolo agli elementi finiti

Per calcolare le sollecitazioni dei vari elementi della struttura viene utilizzato il programma di calcolo *Straus7* che utilizza un'analisi agli elementi finiti.

Il programma è in grado di affrontare differenti tipologie di analisi:

- analisi statica, lineare e non lineare;
- analisi dinamica nel transitorio lineare e non lineare;
- stabilità dell'equilibrio;
- calcolo delle frequenze naturali;
- analisi della risposta armonica;
- analisi della risposta spettrale;
- analisi sulla propagazione del calore.

È stato creato il modello dell'edificio dividendo la struttura in *gruppi*, ciascuno dei quali è costituito da un piano; ogni gruppo è stato poi suddiviso ulteriormente in sottogruppi rappresentanti ciascuno una tipologia di elementi.

Le travi e i pilastri sono stati rappresentati con elementi *beam*, soggetti quindi a sollecitazione flettente e tagliante oltre che assiale.

Il valore del modulo elastico, come ricavato dalle prove in situ (vedi paragrafo 1.3), è di 15,47 GPa e la densità è stata assunta di 2400 kg/mc.

La deformabilità a taglio è stata trascurata, come in accordo con la teoria di Eulero-Bernulli.

L'influenza del muro di tamponamento in cemento armato posto al piano interrato è stata modellizzata tramite l'inserimento di travi di controventamento di sezione quadrata di larghezza pari al 10% circa della lunghezza della diagonale.

Per rappresentare queste travi si è scelto di utilizzare un elemento *truss*, soggetto solamente a sforzo assiale e vincolato nelle teste da cerniere. È stato necessario quindi assegnare solamente il valore del modulo elastico assunto pari a quello delle altre travi 15,47 GPa.

Da un punto di vista puramente strutturale, la presenza dei solai è stata utilizzata solamente per assumere la condizione di infinita rigidezza del piano rispetto a deformazioni orizzontali.

Tale modellazione si è creata ponendo dei *link rigidi* che collegassero ogni nodo dello stesso piano.

I solai sono, quindi, stati creati per poter determinare la distribuzione dei carichi sulle travi; la modellizzazione è stata fatta tramite elementi bidimensionali *load patch*: piani totalmente privi di ogni caratteristica meccanica.

A ogni elemento è stato attribuito un sistema di carichi espressi in masse (che sarà spiegato in dettaglio nel proseguo del paragrafo) e sono state determinate le travi su cui il solaio scarica le azioni.

Così come i solai, anche le rampe delle scale e il pianerottolo sono stati creati nella medesima maniera.

Per quanto riguarda i balconi, è stato creato un elemento *load patch*, sono stati attribuiti i carichi, è stato definito che poggiassero su un unico bordo, poi i carichi distribuiti sulla superficie sono stati trasformati direttamente in carichi sulla trave e l'elemento bidimensionale è stato cancellato.

Le fondazioni sono state modellizzate come le altre travi da elementi *beam*, con sezione a T rovescia.

Per considerare l'interazione con il terreno il programma utilizza la teoria di Winkler, per cui si ipotizza un sistema di molle posizionate sulla superficie di contatto tra la trave e il suolo. Si è ipotizzata una rigidezza di 1×10^7 N/mq.

Per esaminare la struttura in modo più fedele possibile, si è posto alla base dei pilastri che poggiano sulle travi di fondazione un tratto rigido, al fine di ovviare al fatto che il programma rappresenta gli elementi come unidimensionali e, quindi, non tiene conto del forte aumento di rigidezza che si verifica nei collegamenti tra gli elementi; poiché nel caso del collegamento con la fondazione il tratto interessato

dalla compenetrazione risulta di 50 centimetri, si è considerato come un comportamento non trascurabile.

Elementi bidimensionali aventi caratteristiche meccaniche sono stati utilizzati per caratterizzare il muro di sostegno. Sono stati utilizzati elementi *plate/shell*; il modulo elastico e la densità sono stati assunti come per gli altri elementi.

Nonostante lo spessore del muro aumenti con la profondità, si è assunto un valore medio pari a 42 cm.

Per poter rappresentare la rigidezza del terreno variabile con la profondità, si è diviso il muro in 4 fasce e su ognuna si è attribuito un valore diverso.

È stato necessario suddividere il muro anche in direzione verticale, in corrispondenza dell'innescio dei travetti che collegano l'edificio.

Questi giunti sono stati rappresentati con elementi truss di dimensione 50 x 50 cm.

Alla base del muro è stata posta una trave (elemento beam) che rappresenta la fondazione dello stesso.

Le sollecitazioni dovute ad un evento sismico dipendono dalla quantità di masse movimentate e dall'accelerazione delle stesse dovuta al movimento oscillatorio che il terremoto imprime alla struttura.

L'attribuzione dei carichi è stata, pertanto, eseguita indicando la densità dei materiali costituenti la struttura portante e il valore delle masse gravanti sui solai, quindi si è assunto il campo gravitazionale attribuendo un'accelerazione dall'alto verso il basso di $9,81 \text{ m/s}^2$ per l'analisi statica e per l'analisi sismica si è calcolato lo spettro di risposta tramite una funzione specifica del programma.

In particolare, per ogni tipologia di carico (strutturale, non strutturale, uso residenziale, neve...) si sono attribuite delle *non structural mass* sui solai, che sono poi state moltiplicate per i relativi coefficienti e combinate sia tra loro sia con i pesi strutturali delle travi e dei pilastri, come indicato dalla normativa.

Per l'analisi sismica invece i coefficienti moltiplicativi sono stati attribuiti tramite il comando *dynamic factor*.

CAPITOLO II

ANALISI SISMICA DELLA STRUTTURA

2.1 Cenni di sismologia

La tendenza a muoversi delle placche fa accumulare, nel tempo, energia elastica sotto forma di deformazione elastica delle due placche che vengono a contatto.

Quando la deformazione è eccessiva o la resistenza per attrito (che si oppone al movimento relativo tra le due placche) non è più sufficiente, tutta l'energia accumulata si libera istantaneamente e improvvisamente. Si ha così il terremoto.

Il costante movimento delle placche è definito tettonica ed è dovuto alla struttura interna della terra. Questa è costituita da 3 strati principali:

1. *Crosta* terrestre, solida;
2. *Mantello*, fluido viscoso;
3. *Nucleo*, liquido nella parte esterna e di densità elevatissima internamente.

A causa della differenza di temperatura si hanno moti convettivi nel mantello.

Per effetto di questi moti, la crosta terrestre si muove come una zattera su di esso. La causa del terremoto è, quindi, la rottura delle rocce in profondità, che liberano in questo modo l'energia accumulata dalla crosta terrestre in seguito a tali movimenti cui è continuamente sottoposta.

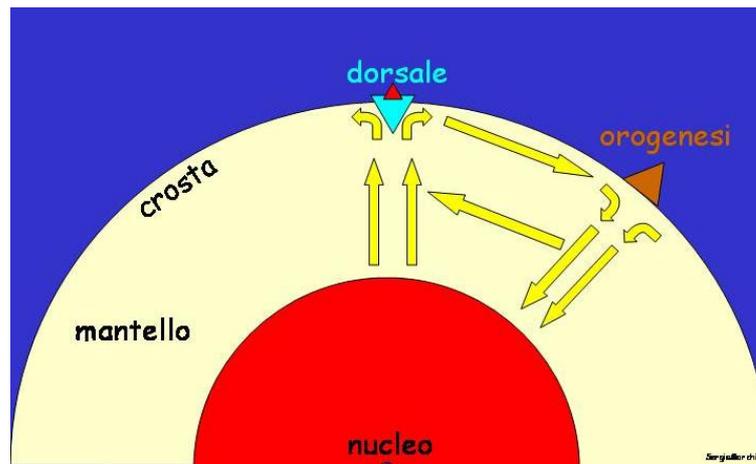


Figura 2.1 Sezione globo terrestre

La teoria della *tettonica a placche* divide la parte più esterna della terra, crosta più una piccola parte del mantello, in placche che si muovono le une rispetto alle altre.

Il territorio italiano, in particolare, appartiene alla placca Euroasiatica, ma è posizionato al confine di questa con quella africana.

Poiché i terremoti si verificano sui confini delle placche, l'Italia risulta notevolmente interessata da questi fenomeni.

La superficie di scorrimento tra due blocchi rocciosi è detta faglia, le zone di contatto tra due placche sono interessate da una vasta diramazione di faglie.

L'Italia è attraversata da una macro faglia, denominata Gloria, ed è costellata da una miriade di micro faglie più o meno attive.

Da un punto di vista geometrico, i due blocchi prendono il nome di *tetto e letto*, a seconda che si trovino, rispettivamente, al di sopra o al di sotto del piano di faglia.

A seconda della direzione dello spostamento relativo tra i due blocchi, le faglie sono classificate in varie tipologie:

- *Faglie normali*, se il movimento avviene perpendicolarmente alla direzione della superficie di separazione con uno spostamento verso il basso del tetto rispetto al letto;

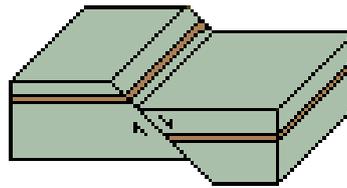


Figura 2.2: Faglia normale

- *Faglie inverse*, se il movimento avviene perpendicolarmente alla direzione della superficie di separazione con uno spostamento verso l'alto del tetto rispetto al letto;

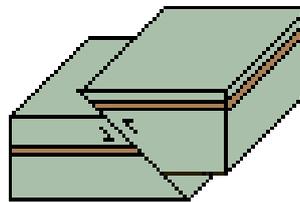


Figura 2.3: Faglia inversa

- *Faglie trascorrenti* se il movimento avviene lungo la direzione del piano di faglia.

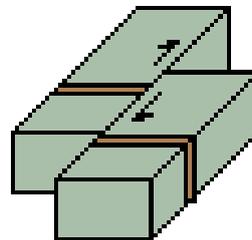


Figura 2.4: Faglia trascorrente

Il terremoto è, quindi, un fenomeno naturale che si manifesta con un rapido scuotimento della superficie della Terra.

Il punto in profondità dove avviene la rottura si definisce *ipocentro*, la sua proiezione sulla superficie terrestre, invece, si definisce *epicentro*.

Lo scuotimento è dovuto al propagarsi dell'energia liberata sotto forma di onde sismiche.

Esistono 4 tipi di onde, due di volume (P e S) e due di superficie (R e L):

- *Onde P (primarie o di pressione)*: sono le più veloci (da 3 a 8 km/s a seconda della rigidità del materiale attraversato); sono onde

longitudinali, pertanto, il movimento trasmesso dall'onda alle particelle materiali avviene nella stessa direzione di propagazione dell'onda.



Figura 2.5: Onde Primarie

- *Onde S (secondarie o trasversali)*: sono meno veloci (da 2 a 5 km/s) delle onde P; sono onde di taglio quindi imprimono alle particelle materiali incontrate vibrazioni in direzione ortogonale a quella di propagazione dell'onda;

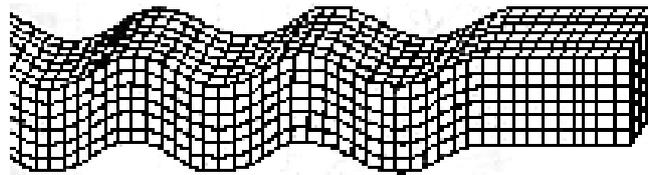


Figura 2.6: Onde Secondarie

- *Onde Rayleigh*: sono onde di superficie e nascono quando le onde di volume P e S raggiungono la superficie terrestre; sono polarizzate in un piano verticale, infatti la vibrazione delle particelle è la risultante di due movimenti, uno verticale e uno orizzontale, nella direzione di propagazione dell'onda. Queste onde si propagano lungo la superficie della terra e sono le responsabili dei movimenti sussultori che genera il sisma;

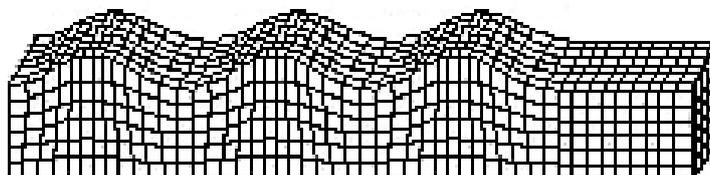


Figura 2.7: Onde di Rayleigh

- *Onde di Love*: come le precedenti sono onde di superficie che nascono al giungere delle onde di volume sulla superficie terrestre. Sono polarizzate in un piano orizzontale e sono generate in una superficie di discontinuità tra due strati quando la velocità delle onde trasversali nello strato inferiore è maggiore di quella nello strato superiore. Sono responsabili dei movimenti ondulatori (orizzontali) che genera il sisma.

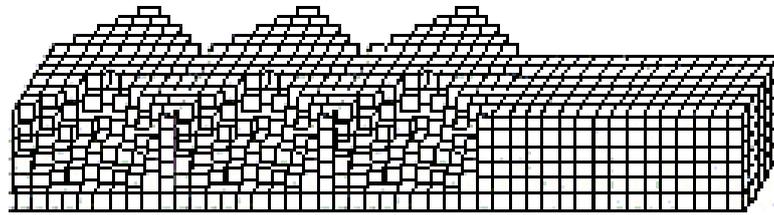


Figura 2.8: Onde di Love

Le onde si propagano in modo diverso a seconda dei materiali che attraversano; in ambito sismico si definisce *bedrock* lo strato di roccia dura in cui avviene la rottura e in cui le onde si propagano in modo omogeneo, per distinguerlo dallo strato superficiale di terreno più tenero che modifica le caratteristiche delle onde.

Le normative tengono conto di questo fenomeno tramite coefficienti che dipendono dal tipo di terreno superficiale.

A seconda del materiale attraversato le onde vengono filtrate e trasformano le proprie caratteristiche determinando oscillazioni con periodi e ampiezze variate.

È quindi importante conoscere le caratteristiche del terreno poiché le sollecitazioni indotte sulla struttura trasmesse dal terreno dipendono fortemente dalle frequenze di oscillazione e per lo stesso sisma si possono avere comportamenti totalmente differenti tra due strutture giacenti su terreni diversi.

2.2 Analisi sismica

L'approccio usato negli ultimi anni e nelle normative vigenti per la progettazione di strutture antisismiche si basa sui requisiti prestazionali, cioè sull'accoppiamento delle prestazioni della struttura a livelli di intensità sismica.

Tale teoria, detta *performance based seismic design*, è stata pensata dal PEER (Pacific Earthquake Engineering Research), un gruppo interno alle università della California, che ha redatto un documento chiamato *Vision 2000*.

Lo scopo è perseguire una progettazione di tipo prestazionale basata su obiettivi e livelli di accettabilità riconosciuti dalla società.

Sono stati stabiliti 4 livelli:

- *Level 1: immediately occupancy o fully operational*, per sismi di debole intensità: la struttura deve essere immediatamente agibile subito dopo l'evento.
- *Level 2: occupancy o operational*: la struttura deve essere agibile a valle di riparazioni semplici.
- *Level 3: life safety*: l'obiettivo è preservare la vita delle persone.
- *Level 4: near collapse*: l'edificio è irrimediabilmente danneggiato, vicino al collasso, ma ancora in piedi.

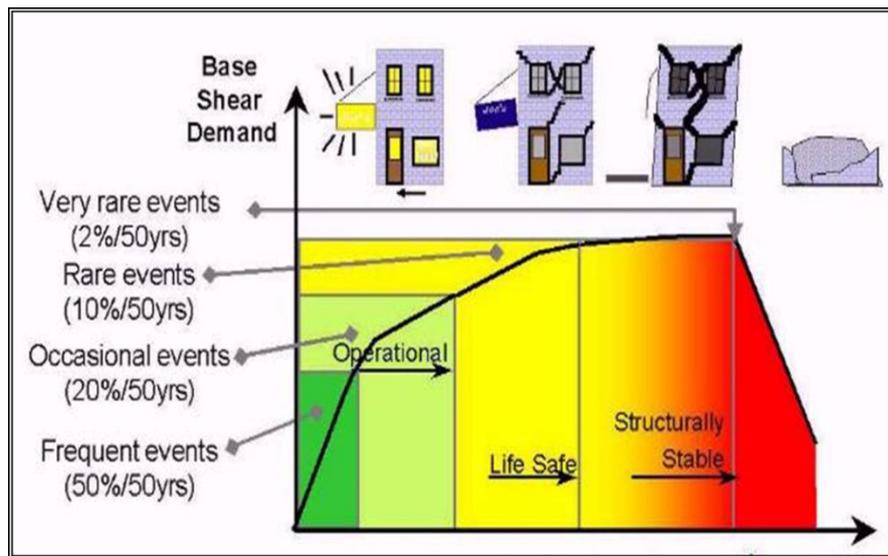


Figura 2.9: Diagramma prestazionale

La normativa italiana ha recepito queste indicazioni creando 4 stati limite:

2 Stati Limite di Esercizio

- *Livello 1 : Stato Limite di Operatività (SLO):* a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, inclusi gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- *Livello 2: Stato Limite di Danno (SLD):* a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, inclusi gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature;

2 Stati Limite Ultimi

- *Livello 3: Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):* a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti

strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva, invece, una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

- *Livello 4: Stato Limite di Collasso*: seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici, nonché danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Questi stati limite sono associati ciascuno a una probabilità di superamento:

Stati Limite		P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di superamento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Tabella 2.1: Probabilità di superamento degli stati limite

Le normative sismiche italiane hanno sempre diviso il territorio nazionale in zone entro le quali si poteva considerare la probabilità dell'evento sismico omogenea; con la nuova normativa, DM 14 01 2008, entrata in vigore dopo il terremoto dell'Aquila, è cambiata la concezione preesistente e non si hanno più valori relativi alle zone, ma valori puntuali sul territorio con un passo di 5 km.

Conoscendo latitudine e longitudine del sito dove costruire la nuova opera, è possibile ricavare i valori sismici, interpolando i valori dei 4 punti che lo racchiudono. Questa operazione si può eseguire con il software "ACCA".

L'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti.

Le componenti possono essere descritte, in funzione del tipo di analisi adottata, mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- accelerazione massima attesa in superficie;
- accelerazione massima e relativo spettro di risposta attesi in superficie;
- accelerogramma.

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. Sia la forma spettrale sia il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} .

Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s. Per strutture con periodi fondamentali superiori lo spettro deve essere definito da apposite analisi, ovvero l'azione sismica deve essere descritta mediante accelerogrammi.

Lo spettro di risposta elastico delle componenti verticali è definito dalle seguenti equazioni:

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

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

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

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

Nelle quali T e S_e sono, rispettivamente, periodo di vibrazione e accelerazione spettrale orizzontale.

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

$$S = S_T \cdot S_S$$

Essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica (vedi tabella) e S_T il coefficiente di amplificazione topografica (vedi tabella);

η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55$$

Dove ξ è espresso in percentuale e valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

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 C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vedi tabella);

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

$$T_B = T_C / 3$$

T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$$

Per categorie speciali di sottosuolo, per determinati sistemi geotecnici o nel caso in cui si intenda aumentare il grado di accuratezza nella previsione dei fenomeni

di amplificazione, le azioni sismiche da considerare nella progettazione possono essere determinate mediante più rigorose analisi di risposta sismica locale. Queste analisi presuppongono un'adeguata conoscenza delle proprietà geotecniche dei terreni e, in particolare, delle relazioni sforzi-deformazioni in campo ciclico, da determinare mediante specifiche indagini e prove.

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $NSPT_{,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Tabella 2.2: Categorie di sottosuolo

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tabella 2.3: Categorie topografiche

Categoria Sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10(T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05(T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25(T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15(T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 2.4: Coefficienti S_s e C_c

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio 1,2	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Tabella 2.5: Coefficienti di amplificazione stratigrafica

Ai fini del progetto o della verifica delle strutture, le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che considera in modo semplificato la capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, l'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule dello spettro elastico η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura.

Il valore del fattore di struttura q da utilizzare per ciascuna direzione dell'azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità di materiale.

Esso può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

Dove:

q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto a_u/a_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;

K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Si assumerà comunque $S_d(T) \geq 0,2ag$.

Per quanto riguarda l'utilizzo degli accelerogrammi, è necessario rispettare le seguenti indicazioni, dettate dalla normativa.

Gli stati limite, ultimi e di esercizio, possono essere verificati mediante l'uso di accelerogrammi artificiali, simulati o naturali. Ciascun accelerogramma descrive una componente, orizzontale o verticale, dell'azione sismica; l'insieme delle tre componenti (due orizzontali, tra loro ortogonali, ed una verticale) costituisce un gruppo di accelerogrammi.

La durata degli accelerogrammi artificiali deve essere stabilita sulla base della magnitudo e degli altri parametri fisici che determinano la scelta del valore di a_g e di SS . In assenza di studi specifici, la durata della parte pseudo-stazionaria degli accelerogrammi deve essere almeno pari a 10 s; la parte pseudo-stazionaria deve essere preceduta e seguita da tratti di ampiezza crescente da zero e decrescente a zero, di modo che la durata complessiva dell'accelerogramma non sia inferiore a 25 s.

Gli accelerogrammi artificiali devono avere uno spettro di risposta elastico coerente con lo spettro di risposta adottato nella progettazione. La coerenza con lo

spettro elastico è da verificare in base alla media delle ordinate spettrali ottenute con i diversi accelerogrammi, per un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ del 5%. L'ordinata spettrale media non deve presentare uno scarto in difetto superiore al 10% rispetto alla corrispondente componente dello spettro elastico, in alcun punto del maggiore tra gli intervalli $0,15s \div 2,0s$ e $0,15s \div 2T$, in cui T è il periodo fondamentale di vibrazione della struttura in campo elastico, per le verifiche agli stati limite ultimi, e $0,15 s \div 1,5 T$, per le verifiche agli stati limite di esercizio. Nel caso di costruzioni con isolamento sismico, il limite superiore dell'intervallo di coerenza è assunto pari a $1,2 T_{is}$, essendo T_{is} il periodo equivalente della struttura isolata, valutato per gli spostamenti del sistema d'isolamento prodotti dallo stato limite in esame.

L'uso di accelerogrammi artificiali non è ammesso nelle analisi dinamiche di opere e sistemi geotecnici, mentre l'uso di accelerogrammi generati mediante simulazione del meccanismo di sorgente e della propagazione è ammesso a condizione che siano adeguatamente giustificate le ipotesi relative alle caratteristiche sismogenetiche della sorgente e del mezzo di propagazione.

L'uso di accelerogrammi registrati, infine, è ammesso, a condizione che la loro scelta sia rappresentativa della sismicità del sito e sia adeguatamente giustificata in base alle caratteristiche sismogenetiche della sorgente, alle condizioni del sito di registrazione, alla magnitudo, alla distanza dalla sorgente e alla massima accelerazione orizzontale attesa al sito.

Gli accelerogrammi registrati devono essere selezionati e scalati in modo da approssimare gli spettri di risposta nel campo di periodi di interesse per il problema in esame.

Esistono 4 approcci diversi, accettati dal DM 14 01 2008, per la valutazione dell'azione sismica, due lineari, due non lineari:

1. *Analisi statica lineare*: è un'analisi statica equivalente;
2. *Analisi dinamica lineare*: è un'analisi modale con spettro di risposta;

3. *Analisi statica non lineare*: è un'analisi Push-Over;

4. *Analisi dinamica non lineare*: è un'analisi Time-History Step-By-Step.

L'**Analisi Statica Equivalente (ASE)**, è descritta nella paragrafo 7.3.3.2 del DM 14 01 2008.

La normativa permette l'utilizzo ufficiale di tale teoria solo se l'edificio risulta regolare in altezza; inoltre è prevista l'analisi piana (più telai sovrapposti in uno) solo se è anche regolare in pianta e devono esserci modesti effetti torsionali.

In questa analisi si calcolano le forze statiche equivalenti di piano, tramite la seguente equazione

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot W_i / \sum_j z_j W_j$$

Con:

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g$$

Dove:

F_i è la forza da applicare alla massa i -esima

W_i e W_j sono i pesi della massa i e della massa J ;

z_i e z_j sono le quote, rispetto al piano di fondazione, delle masse i e j ;

$S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto, vedi sopra;

W è il peso complessivo della costruzione;

λ è un coefficiente pari a 0,85 per se la costruzione ha almeno 3 orizzontamenti e se $T_1 < 2T_c$, pari a 1,0 in tutti gli altri casi;

g è l'accelerazione di gravità.

L'analisi si compie applicando contemporaneamente queste forze ai rispettivi piani e verificando il comportamento strutturale dell'edificio.

L'Analisi lineare dinamica Modale a Spettro di Risposta (AMSR) ipotizza un comportamento elastico lineare della struttura; è costituita da un'analisi modale, in

quanto vengono determinati i modi di vibrare della struttura, e dal calcolo degli effetti sulla struttura di ciascun modo di vibrare, effettuato con lo spettro di risposta di progetto.

Infine si devono combinare gli effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno, a tal riguardo, considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e, comunque, un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi, deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, quale quella indicata nell'espressione

$$E = \left(\sum_i \sum_j \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j \right)^{\frac{1}{2}}$$

Dove:

E_j valore dell'effetto relativo al modo j ;

ρ_{ij} coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j , calcolato con formule di comprovata validità quale

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 \beta_{ij}^{3/2}}{(1 + \beta_{ij})[(1 - \beta_{ij})^2 + 4\xi^2 \beta_{ij}]}$$

ξ smorzamento viscoso dei modi i e j ;

β_{ij} è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i - j di modi

($\beta_{ij} = T_j / T_i$).

L'**Analisi Push Over** consiste nell'applicare alla struttura i carichi gravitazionali e, nella direzione considerata dall'azione sismica, un sistema di forze orizzontali distribuite, ad ogni livello della costruzione, proporzionale alle forze d'inerzia ed aventi risultante (taglio alla base) F_b .

Tali forze sono scalate in modo da far crescere monotonamente, sia in direzione positiva che negativa e fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale, lo spostamento orizzontale dc di un punto di controllo coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione (sono esclusi eventuali torrioni). Il diagramma $F_b - dc$ rappresenta la curva di capacità della struttura.

Si devono considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (Gruppo 1) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2) appresso illustrate.

Gruppo 1 - Distribuzioni principali:

- distribuzione proporzionale alle forze statiche, applicabile solo se il modo di vibrare, fondamentale nella direzione considerata, ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% ed a condizione di utilizzare come seconda distribuzione la 2 a);
- distribuzione corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%;
- distribuzione corrispondente alla distribuzione dei tagli di piano calcolati in un'analisi dinamica lineare, applicabile solo se il periodo fondamentale della struttura è superiore a T_C .

Gruppo 2 - Distribuzioni secondarie:

- distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;
- distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura.

L'analisi richiede che al sistema strutturale reale venga associato un sistema strutturale equivalente ad un grado di libertà.

L'**analisi Time History Step By Step (THA)** consiste nel calcolo della risposta sismica della struttura mediante integrazione delle equazioni del moto, utilizzando un modello non lineare della struttura e gli accelerogrammi definiti al § 3.2.3.6. Essa ha lo scopo di valutare il comportamento dinamico della struttura in campo non lineare, consentendo il confronto tra duttilità richiesta e duttilità disponibile, nonché di verificare l'integrità degli elementi strutturali nei confronti di possibili comportamenti fragili.

L'analisi dinamica non lineare deve essere confrontata con una analisi modale con spettro di risposta di progetto, al fine di controllare le differenze in termini di sollecitazioni globali alla base delle strutture.

Qualunque sia il tipo di analisi effettuata sulla struttura le verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio devono essere effettuate combinando l'azione sismica con le altre azioni con la formula già vista nel capitolo I.

Gli effetti dell'azione sismica devono essere valutati tenendo conto delle masse relative ai seguenti carichi:

$$G_1 + G_2 + \sum \Psi_{21} Q_{k1}$$

Per i valori di Ψ_{21} vedi tabella 1.8.

2.3 Analisi con spettro di risposta della struttura

Come ampiamente spiegato e illustrato nel capitolo I, si è creato un modello rappresentante l'edificio in esame tramite il programma di calcolo Straus7.

È stata, quindi, eseguita una analisi statica della struttura attribuendo ad essa i carichi come definiti dalla normativa per gli SLU:

$$Y_{G1} G_1 + Y_{G2} G_2 + Y_P P + Y_{Q1} Q_{k1} + Y_{Q2} \Psi_{02} Q_{k2} + Y_{Q3} \Psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

Oltre a ciò, è stata eseguita l'analisi statica con i carichi relativi alla combinazione sismica, senza tenere conto delle azioni sismiche E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} Q_{k1} + \Psi_{22} Q_{k2} + \dots$$

I risultati ottenuti vengono successivamente combinati linearmente con quelli ricavati dall'analisi sismica dell'edificio.

Le sollecitazioni sismiche vengono ricavate tramite un'analisi dinamica modale a spettro di risposta, già illustrata nel paragrafo precedente.

Si è pertanto calcolato lo spettro di risposta tramite le equazioni viste in precedenza.

Da un software presente sul sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici www.cslp.it è stato possibile ottenere i valori caratteristici a_g , F_0 e T^*_C e lo spettro di risposta relativo, inserendo il nome del comune nel cui territorio risiede la struttura, ovvero, nel caso in esame, L'Aquila.

Stati Limite	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T^*_c [s]
SLO	30	0,079	2,399	0,272
SLD	50	0,104	2,332	0,281
SLV	475	0,261	2,364	0,347
SLC	975	0,334	2,400	0,364

Tabella 2.6: Valori dell'azione sismica del sito di riferimento

Eseguendo i calcoli utilizzando le formule già illustrate nel paragrafo precedente, si è calcolato l'andamento dello spettro di risposta:

$$S_S = 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} = 1,40 - 0,40 \cdot 2,364 \cdot 0,261 = 1,154$$

$$C_C = 1,10(T_C^*)^{-0,20} = 1,10(0,347)^{-0,20} = 1,360$$

$$S = S_T \cdot S_S = 1,154$$

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}} = 1 \text{ per lo spettro elastico}$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* = 0,471$$

$$T_B = T_C / 3 = 0,157$$

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6 = 2,643$$

Il valore del fattore di struttura q_0 , utile per ottenere lo spettro plastico, si ricava dalla seguente tabella:

Tipologia	q_0	
	CD"B"	CD"A"
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$3,0\alpha_u/\alpha_1$	$4,5\alpha_u/\alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	$4,0\alpha_u/\alpha_1$
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0
strutture a pendolo inverso	1,5	2,0

Tabella 2.7: Valori di q_0

Essendo una struttura a telaio, si è utilizzato il valore $3,0\alpha_u/\alpha_1$, con $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$ perché la struttura è a più piani e più campate.

$$q = q_0 \cdot K_R = 3,0 \cdot 1,3 \cdot 1 = 3,9$$

$$\eta = \frac{1}{q} = 3,9$$

I dati ottenuti vengono riassunti nella seguente tabella:

a_g	0,261 g
F_0	2,364
T^*_c	0,347 s
S_s	1,154
C_c	1,360
S_T	1,000
q	1 - 3,9

Tabella 2.8: Valori dello spettro di risposta

Tramite una funzione specifica del programma sono stati creati gli spettri di risposta elastici e plastici.

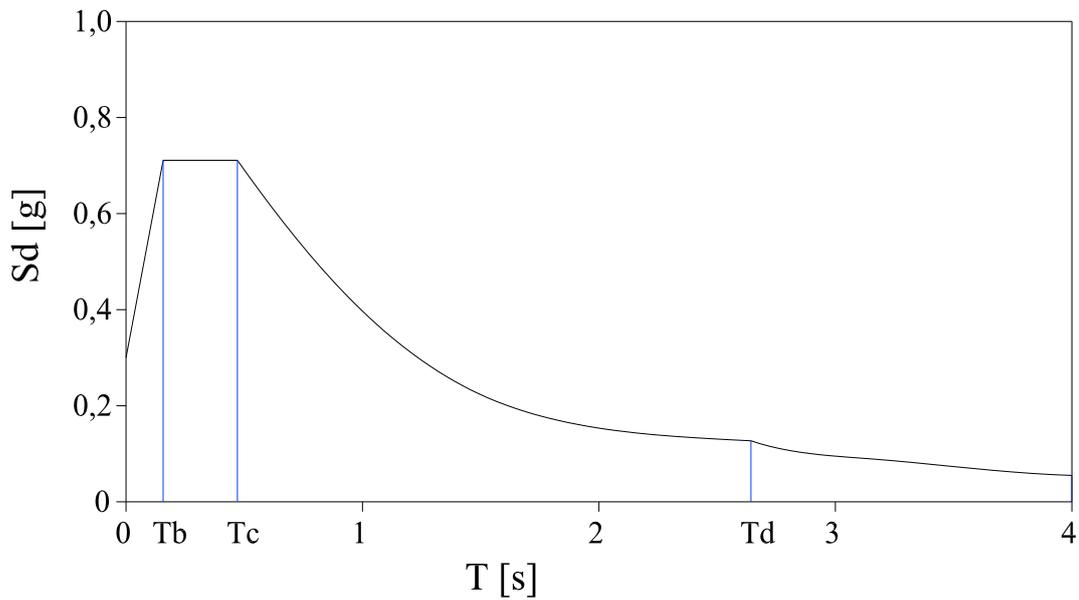


Figura 2.10: Spettro di risposta orizzontale elastico per lo SLV

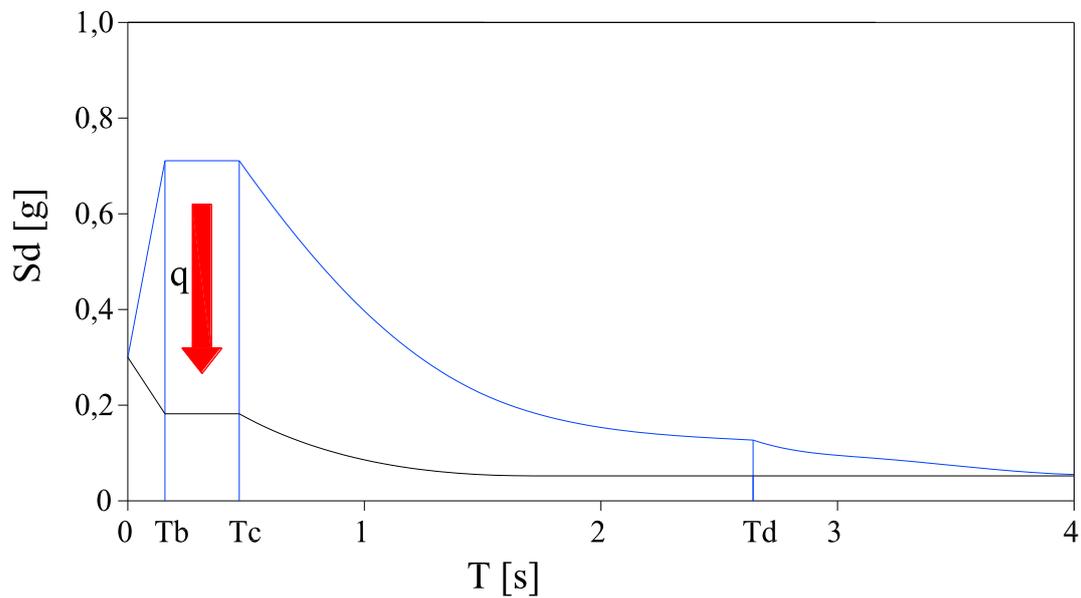


Figura 2.11: Spettro di risposta orizzontale plastico per lo SLV

Si procede, poi, facendo calcolare al programma di calcolo le frequenze naturali dei primi 30 modi di vibrare della struttura, ottenendo i seguenti risultati:

FINAL FREQUENCY RESULTS

Mode	Eigenvalue	Frequency (rad/s)	Frequency (Hertz)
1	2.93150485E+01	5.41433731E+00	8.61718546E-01
2	3.50667975E+01	5.92172251E+00	9.42471410E-01
3	5.54579324E+01	7.44700829E+00	1.18522818E+00
4	2.53597702E+02	1.59247513E+01	2.53450288E+00
5	3.27581815E+02	1.80992214E+01	2.88058055E+00
6	4.35712511E+02	2.08737278E+01	3.32215696E+00
7	4.90040776E+02	2.21368646E+01	3.52319143E+00
8	5.08029490E+02	2.25395095E+01	3.58727436E+00
9	6.08922769E+02	2.46763605E+01	3.92736476E+00
10	6.87008484E+02	2.62108467E+01	4.17158581E+00
11	7.56899516E+02	2.75118068E+01	4.37864005E+00
12	8.34632809E+02	2.88900123E+01	4.59798826E+00
13	9.31265757E+02	3.05166472E+01	4.85687525E+00
14	9.72490430E+02	3.11847788E+01	4.96321170E+00
15	9.75473317E+02	3.12325682E+01	4.97081762E+00
16	1.03242351E+03	3.21313478E+01	5.11386283E+00
17	1.14154663E+03	3.37867818E+01	5.37733334E+00
18	1.19739198E+03	3.46033521E+01	5.50729453E+00
19	1.28035187E+03	3.57820049E+01	5.69488295E+00
20	1.30757775E+03	3.61604445E+01	5.75511349E+00
21	1.41658282E+03	3.76375188E+01	5.99019717E+00
22	1.55841535E+03	3.94767697E+01	6.28292304E+00
23	1.65102729E+03	4.06328351E+01	6.46691655E+00
24	1.65161163E+03	4.06400250E+01	6.46806086E+00
25	1.70708858E+03	4.13169285E+01	6.57579341E+00
26	1.72131101E+03	4.14886854E+01	6.60312936E+00
27	1.80879622E+03	4.25299450E+01	6.76885098E+00
28	2.04686280E+03	4.52422678E+01	7.20053056E+00
29	2.10570470E+03	4.58879581E+01	7.30329536E+00
30	2.19952938E+03	4.68991405E+01	7.46423004E+00

E' stata successivamente eseguita l'analisi spettrale dei primi 20 modi lungo le due direzioni principali X e Y, ottenendo i seguenti risultati:

EXCITATION FACTORS FOR CASE 1: "Elastico X"				
Mode	Spectral Value	Excitation	Amplitude	Participation (%)
1	2.836835E+00	1.291327E+03	1.249625E+02	47.629
2	3.102391E+00	1.992279E+02	1.762588E+01	1.134
3	3.900064E+00	9.429434E+01	6.631223E+00	0.254
4	6.984942E+00	7.351019E+02	2.024720E+01	15.435
5	6.984942E+00	7.665213E+01	1.634433E+00	0.168
6	6.984942E+00	1.239983E+02	1.987827E+00	0.439
7	6.984942E+00	1.188555E+02	1.694142E+00	0.403
8	6.984942E+00	3.396118E+02	4.669352E+00	3.294
9	6.984942E+00	3.580053E+02	4.106673E+00	3.661
10	6.984942E+00	5.073890E+01	5.158718E-01	0.074
11	6.984942E+00	5.248454E+01	4.843462E-01	0.079
12	6.984942E+00	6.169265E+02	5.162984E+00	10.871
13	6.984942E+00	8.646126E+01	6.485011E-01	0.214
14	6.984942E+00	7.878905E+01	5.659047E-01	0.177
15	6.984942E+00	9.400238E+01	6.731104E-01	0.252
16	6.984942E+00	1.203730E+02	8.143933E-01	0.414
17	6.984942E+00	9.703799E+01	5.937600E-01	0.269
18	6.984942E+00	2.189409E+02	1.277184E+00	1.369
19	6.984942E+00	2.135339E+01	1.164931E-01	0.013
20	6.984942E+00	5.596410E+02	2.989543E+00	8.946

TOTAL MASS PARTICIPATION:				95.095%

EXCITATION FACTORS FOR CASE 2: "Elastico Z"

Mode	Spectral Value	Excitation	Amplitude	Participation (%)
1	2.836835E+00	1.930590E+02	1.868243E+01	1.065
2	3.102391E+00	1.299560E+03	1.149732E+02	48.239
3	3.900064E+00	1.257424E+02	8.842799E+00	0.452
4	6.984942E+00	4.785483E+01	1.318085E+00	0.065
5	6.984942E+00	7.676447E+02	1.636829E+01	16.832
6	6.984942E+00	2.374668E+02	3.806849E+00	1.611
7	6.984942E+00	7.080355E+00	1.009219E-01	0.001
8	6.984942E+00	3.798625E+00	5.222763E-02	0.000
9	6.984942E+00	1.950211E+01	2.237083E-01	0.011
10	6.984942E+00	1.420386E+02	1.444132E+00	0.576
11	6.984942E+00	5.850179E+02	5.398756E+00	9.776
12	6.984942E+00	8.572930E+01	7.174583E-01	0.210
13	6.984942E+00	7.772408E+01	5.829680E-01	0.173
14	6.984942E+00	3.377576E+02	2.425954E+00	3.258
15	6.984942E+00	4.489763E+01	3.214925E-01	0.058
16	6.984942E+00	6.390324E+01	4.323424E-01	0.117
17	6.984942E+00	9.209625E+01	5.635223E-01	0.242
18	6.984942E+00	7.475727E+01	4.360938E-01	0.160
19	6.984942E+00	3.931159E+02	2.144639E+00	4.414
20	6.984942E+00	1.348157E+01	7.201712E-02	0.005

TOTAL MASS PARTICIPATION: 87.263%

EXCITATION FACTORS FOR CASE 3: "Plastico X"

Mode	Spectral Value	Excitation	Amplitude	Participation (%)
1	7.262296E-01	1.291327E+03	3.199039E+01	47.629
2	7.942121E-01	1.992279E+02	4.512224E+00	1.134
3	9.984161E-01	9.429434E+01	1.697593E+00	0.254
4	1.788145E+00	7.351019E+02	5.183284E+00	15.435
5	1.788145E+00	7.665213E+01	4.184149E-01	0.168
6	1.788145E+00	1.239983E+02	5.088835E-01	0.439
7	1.788145E+00	1.188555E+02	4.337004E-01	0.403
8	1.788145E+00	3.396118E+02	1.195354E+00	3.294
9	1.788145E+00	3.580053E+02	1.051308E+00	3.661
10	1.788145E+00	5.073890E+01	1.320632E-01	0.074
11	1.788145E+00	5.248454E+01	1.239926E-01	0.079
12	1.788145E+00	6.169265E+02	1.321724E+00	10.871
13	1.788145E+00	8.646126E+01	1.660163E-01	0.214
14	1.788145E+00	7.878905E+01	1.448716E-01	0.177
15	1.788145E+00	9.400238E+01	1.723162E-01	0.252
16	1.788145E+00	1.203730E+02	2.084847E-01	0.414
17	1.788145E+00	9.703799E+01	1.520025E-01	0.269
18	1.788145E+00	2.189409E+02	3.269590E-01	1.369
19	1.788145E+00	2.135339E+01	2.982224E-02	0.013
20	1.788145E+00	5.596410E+02	7.653230E-01	8.946

TOTAL MASS PARTICIPATION: 95.095%

EXCITATION FACTORS FOR CASE 4: "Plastico Z"

Mode	Spectral Value	Excitation	Amplitude	Participation (%)
1	7.262296E-01	1.930590E+02	4.782702E+00	1.065
2	7.942121E-01	1.299560E+03	2.943314E+01	48.239
3	9.984161E-01	1.257424E+02	2.263756E+00	0.452
4	1.788145E+00	4.785483E+01	3.374296E-01	0.065
5	1.788145E+00	7.676447E+02	4.190281E+00	16.832
6	1.788145E+00	2.374668E+02	9.745533E-01	1.611
7	1.788145E+00	7.080355E+00	2.583601E-02	0.001
8	1.788145E+00	3.798625E+00	1.337027E-02	0.000
9	1.788145E+00	1.950211E+01	5.726933E-02	0.011
10	1.788145E+00	1.420386E+02	3.696978E-01	0.576
11	1.788145E+00	5.850179E+02	1.382082E+00	9.776
12	1.788145E+00	8.572930E+01	1.836693E-01	0.210
13	1.788145E+00	7.772408E+01	1.492398E-01	0.173
14	1.788145E+00	3.377576E+02	6.210442E-01	3.258
15	1.788145E+00	4.489763E+01	8.230208E-02	0.058
16	1.788145E+00	6.390324E+01	1.106796E-01	0.117
17	1.788145E+00	9.209625E+01	1.442617E-01	0.242
18	1.788145E+00	7.475727E+01	1.116400E-01	0.160
19	1.788145E+00	3.931159E+02	5.490274E-01	4.414
20	1.788145E+00	1.348157E+01	1.843638E-02	0.005

TOTAL MASS PARTICIPATION: 87.263%

Sono stati utilizzati solamente i primi 20 modi di vibrare, poiché, come si può osservare dal risultato finale di ogni analisi, la massa partecipante è sempre superiore all'85% della massa totale, come previsto dalla normativa vigente.

Si può notare inoltre, dalle tabelle sopra riportate, che il modo di vibrare più influente, che movimentata quasi la metà della massa, ha un periodo proprio superiore a 1 s sia per l'azione in direzione X sia Z, e, quindi, i valori di Sd non sono

relativamente limitati. Però ci sono altri due modi con percentuale del 15 e 10%, che hanno periodi nettamente minori, sotto lo 0,4 s, perciò con Sd massimi.

Direzione	Modo	%	f [Herz]	T [s]
X	1	47,629	0,862	1,160093
	4	15,435	2,535	0,394477
	12	10,871	4,598	0,217486
Z	2	48,239	0,942	1,061571
	5	16,832	2,881	0,347102
	11	9,776	4,379	0,228363

Tabella 2.9: Valori relativi ai modi di vibrare più influenti

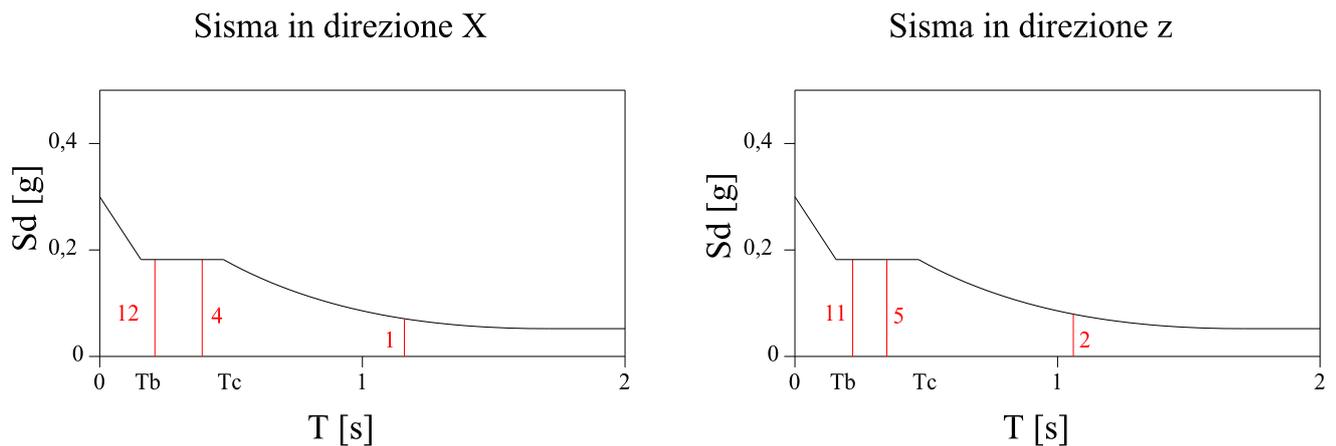


Figura 2.12: Spettri di progetto plastici con in evidenza i modi di vibrare più influenti

Combinando linearmente i dati ricavati dall'analisi spettrale con quelli ricavati dall'analisi statica effettuata in precedenza, si ottiene la sollecitazione sismica completa:

$$E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} Q_{k1} + \Psi_{22} Q_{k2} + \dots$$

Il programma è in grado di restituire tutti i valori relativi a qualsiasi sollecitazione e deformazione di ciascun elemento strutturale.

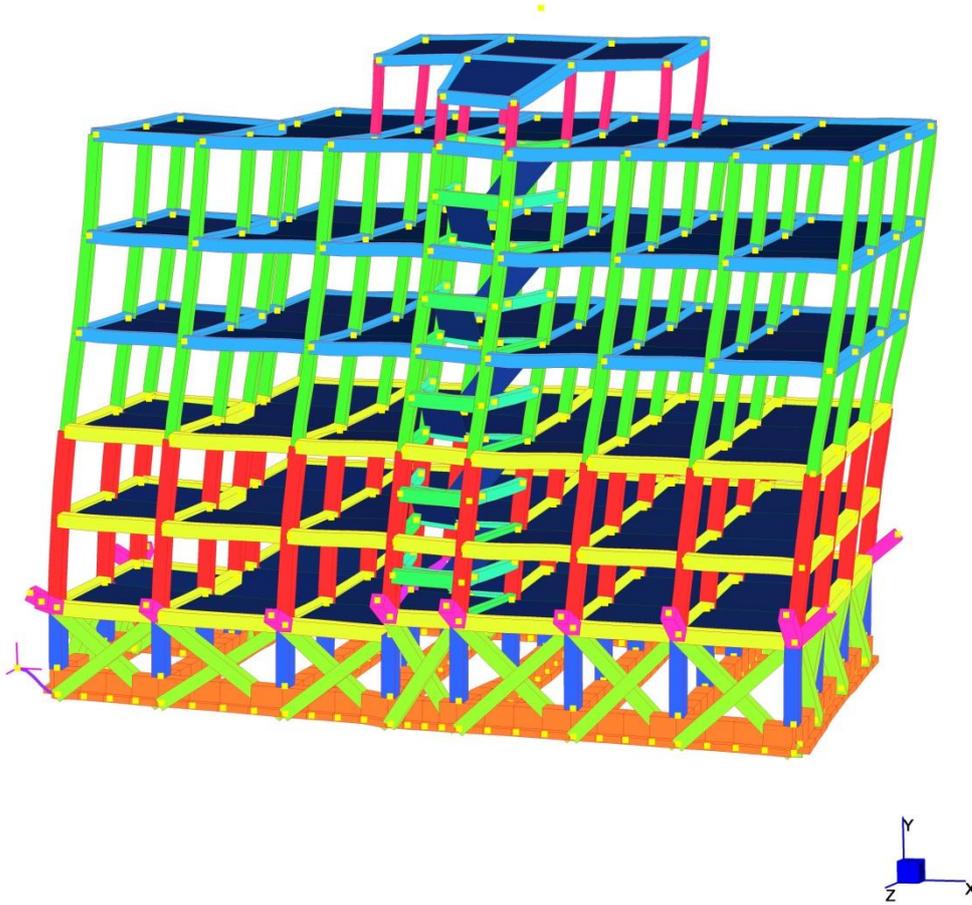


Figura 2.13: Deformazioni sulla struttura soggetta a un sisma relativo allo SLV in direzione X

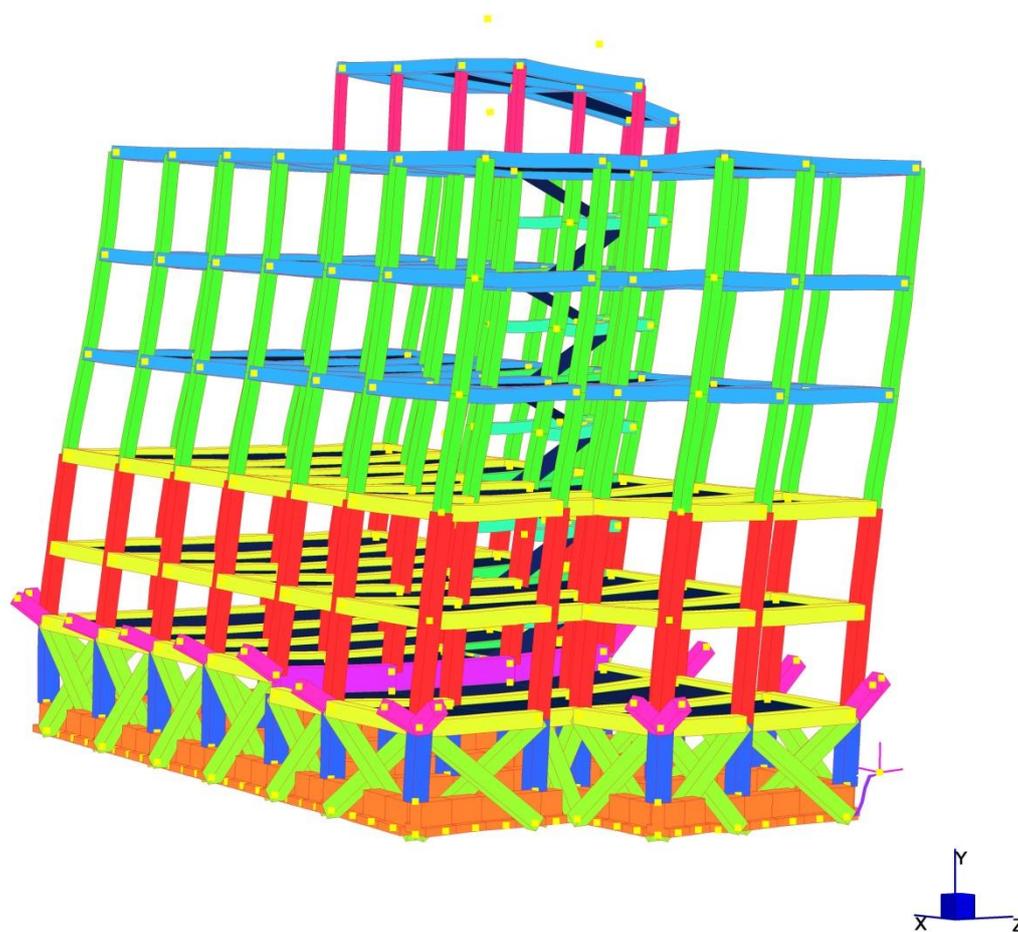


Figura 2.14: Deformazioni sulla struttura soggetta a un sisma relativo allo SLV
in direzione Z

2.4 Sollecitazioni sismiche

In qualunque struttura ci sono un sistema resistente alle azioni verticali e un sistema resistente alle azioni orizzontali.

Nell'edificio in esame i due sistemi coincidono, poiché non ci sono elementi atti alla sola resistenza dei carichi orizzontali, come potrebbero essere i muri di controventamento, ma gli stessi elementi che contrastano le azioni verticali devono resistere anche alle forze derivanti da eventi sismici (orizzontali).

Entrambe le tipologie di carico, comunque, devono essere trasmesse al terreno.

L'edificio è collegato al suolo tramite due sistemi costruttivi: le fondazioni, costituite da travi rovesce, e i travetti che collegano le travi del piano terra con il muro di sostegno.

Le fondazioni trasmettono al terreno carichi derivanti da tutte e tre le direzioni principali (X,Y,Z), i travetti, invece, riescono a trasmettere esclusivamente le azioni orizzontali aventi la stessa direzione del proprio asse (X o Y).

Di seguito vengono analizzate le sollecitazioni dei vari elementi strutturali.

Fondazioni

Il DM 14 01 2008 impone la conservazione del campo elastico delle fondazioni superficiali; viene pertanto riportato il dominio di resistenza elastico delle travi di fondazione secondo le armature e le proprietà meccaniche dei materiali illustrate nel I capitolo:

Modifica delle fondazioni di edifici esistenti per l'inserimento di isolatori sismici

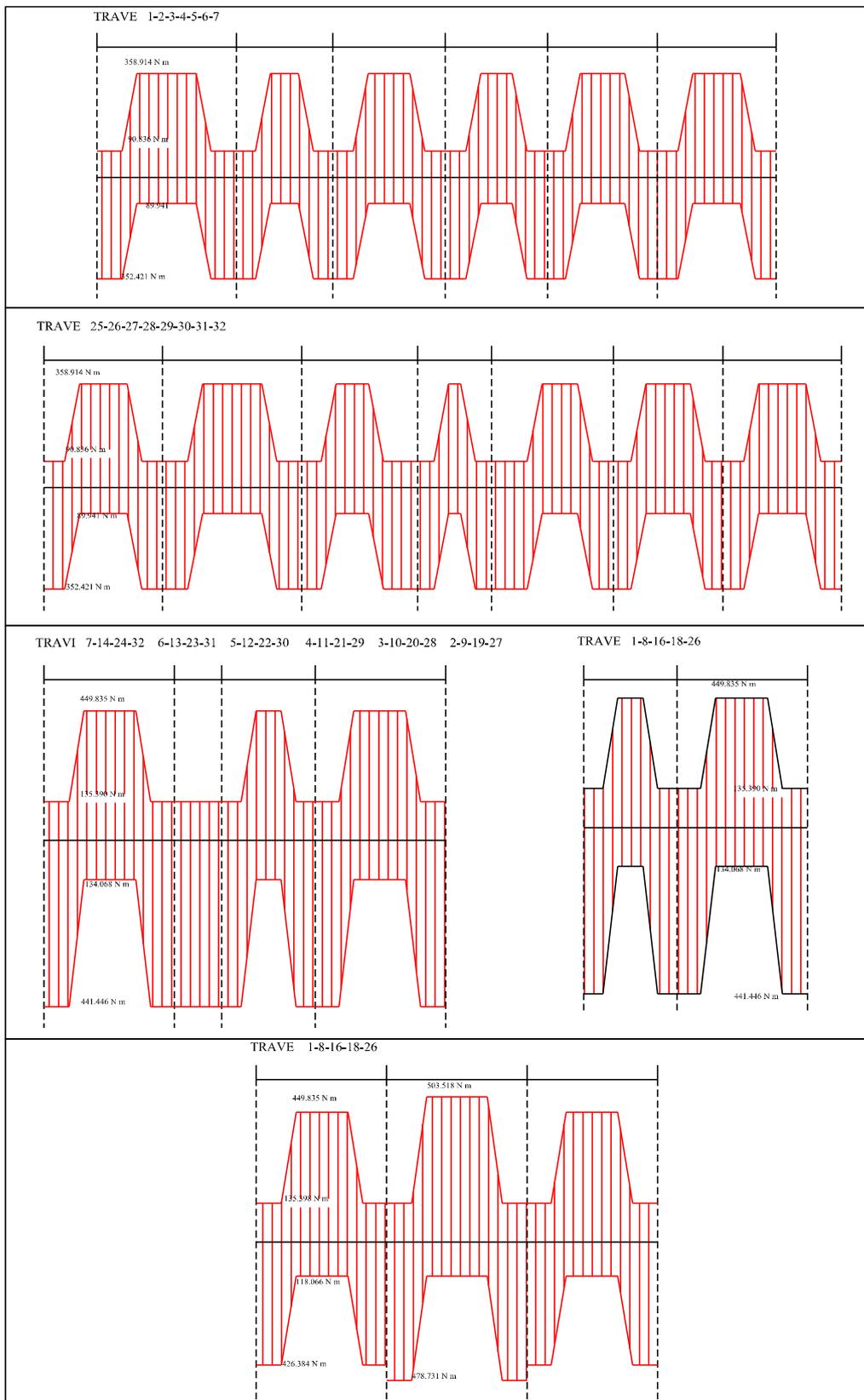


Figura 2.15: dominio di resistenza del momento flettente delle travi di fondazione

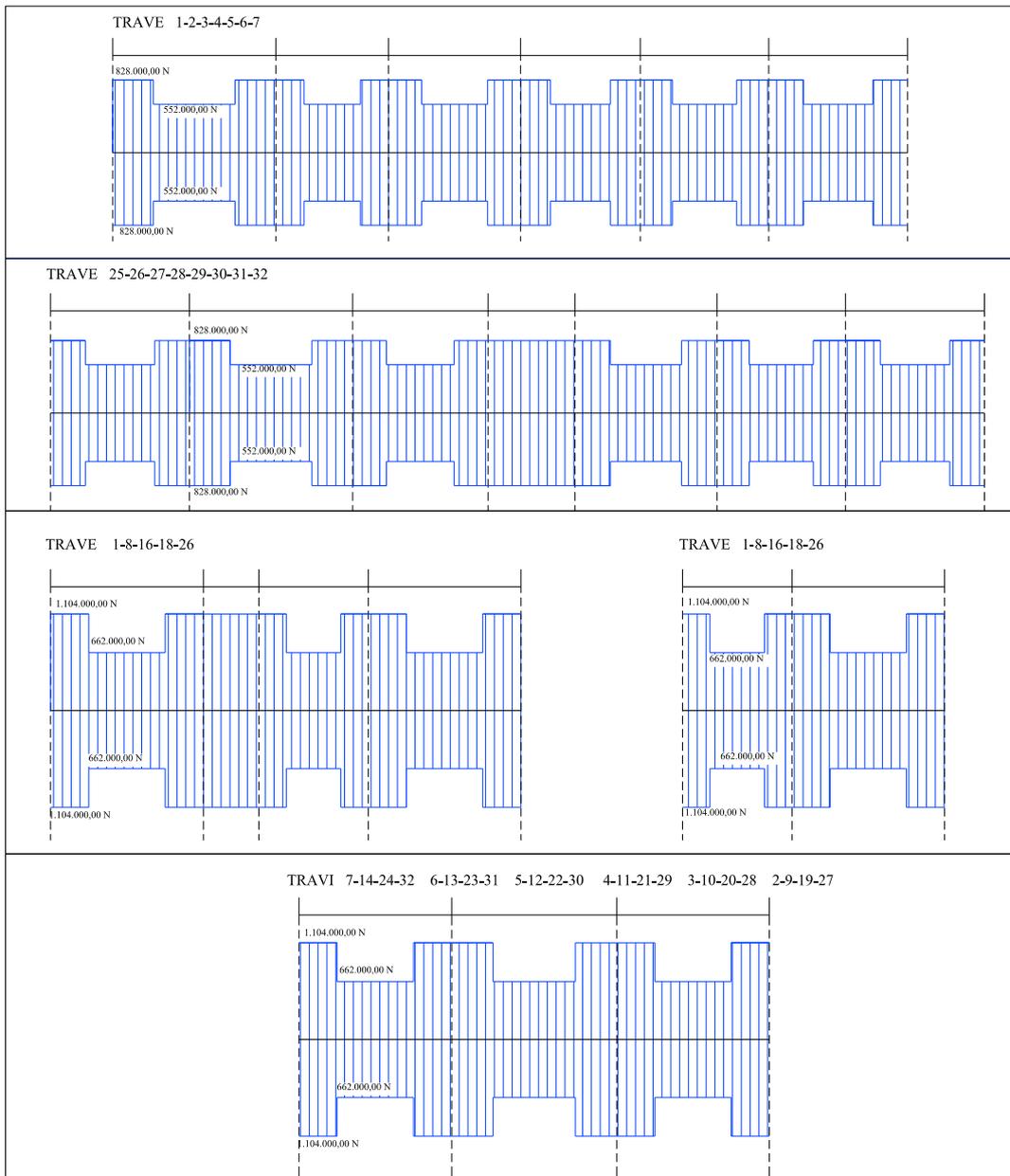


Figura 2.16: dominio di resistenza a taglio delle travi di fondazione

Un sisma relativo al SLV in direzione X comporta nelle fondazioni le seguenti sollecitazioni flettenti e taglianti:

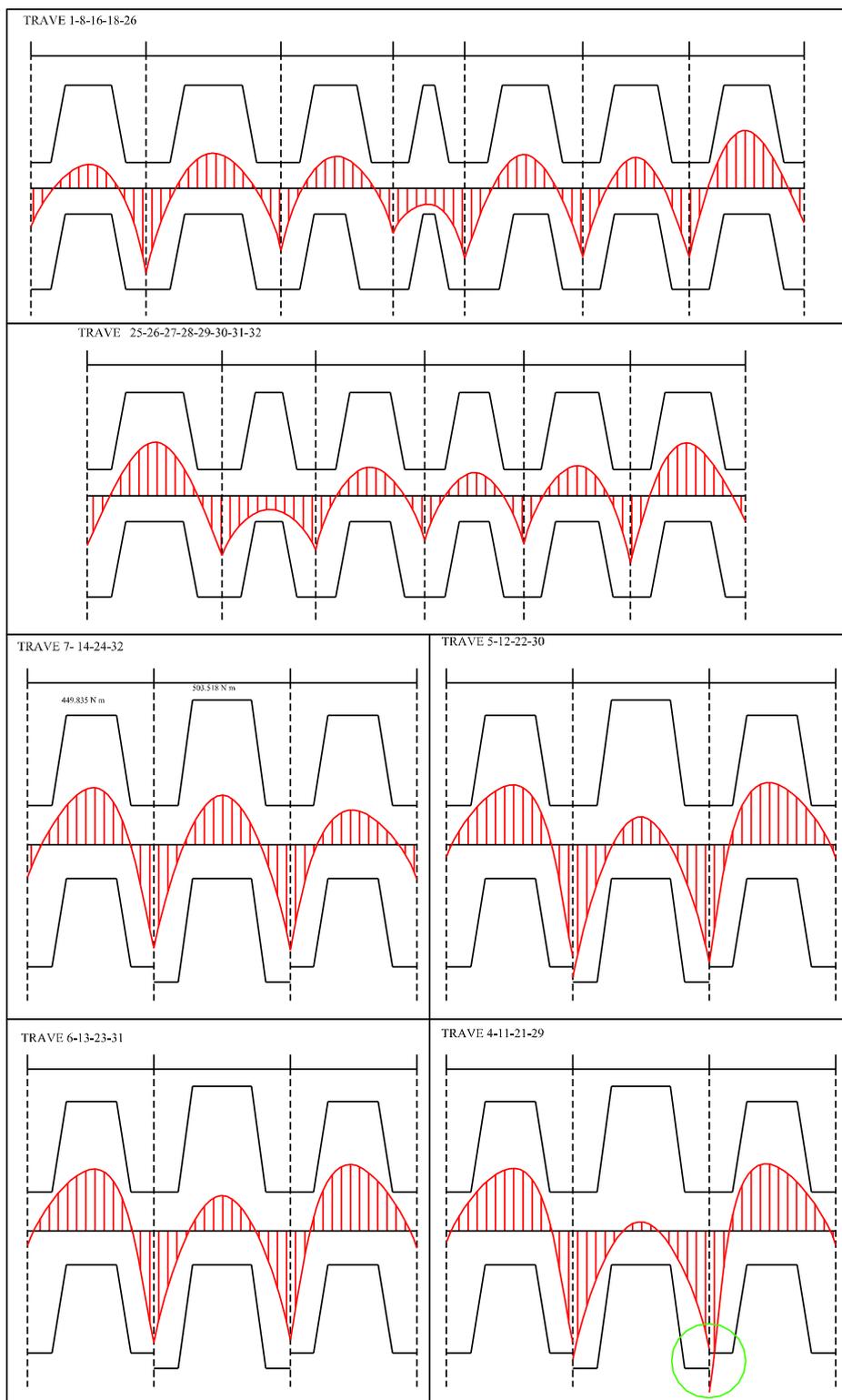


Figura 2.17: Sollecitazioni momento flettente nelle travi di fondazione

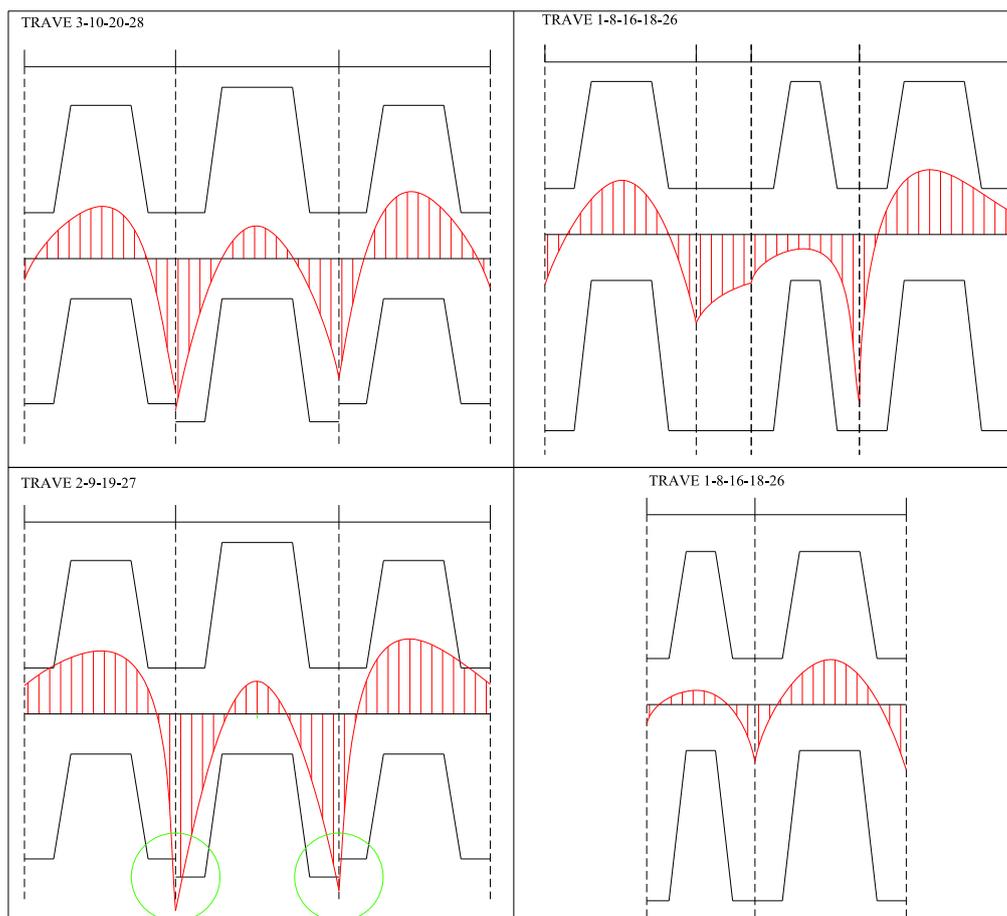


Figura 2.18: Sollecitazioni momento flettente nelle travi di fondazione

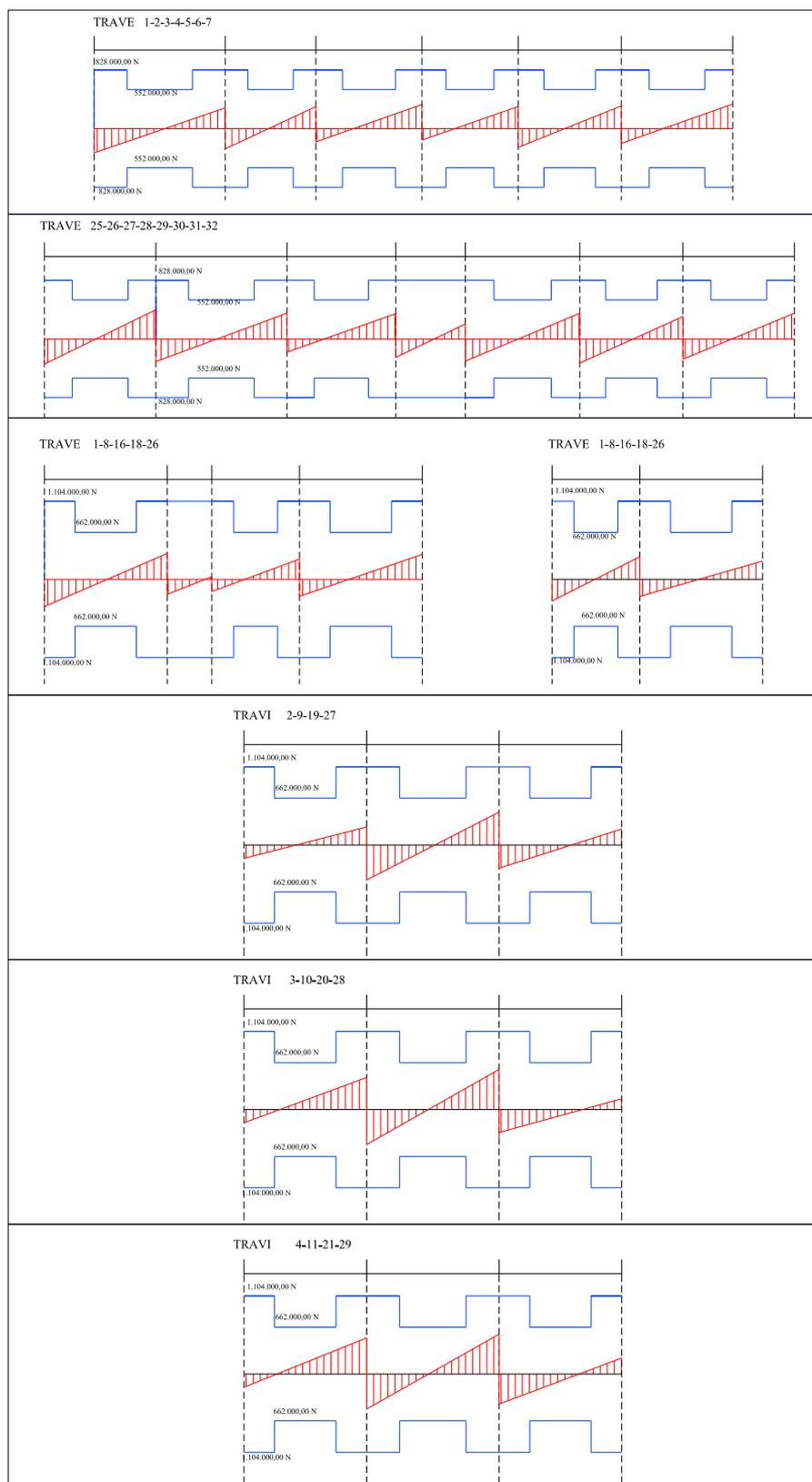


Figura 2.19: Sollecitazioni taglianti nelle travi di fondazione

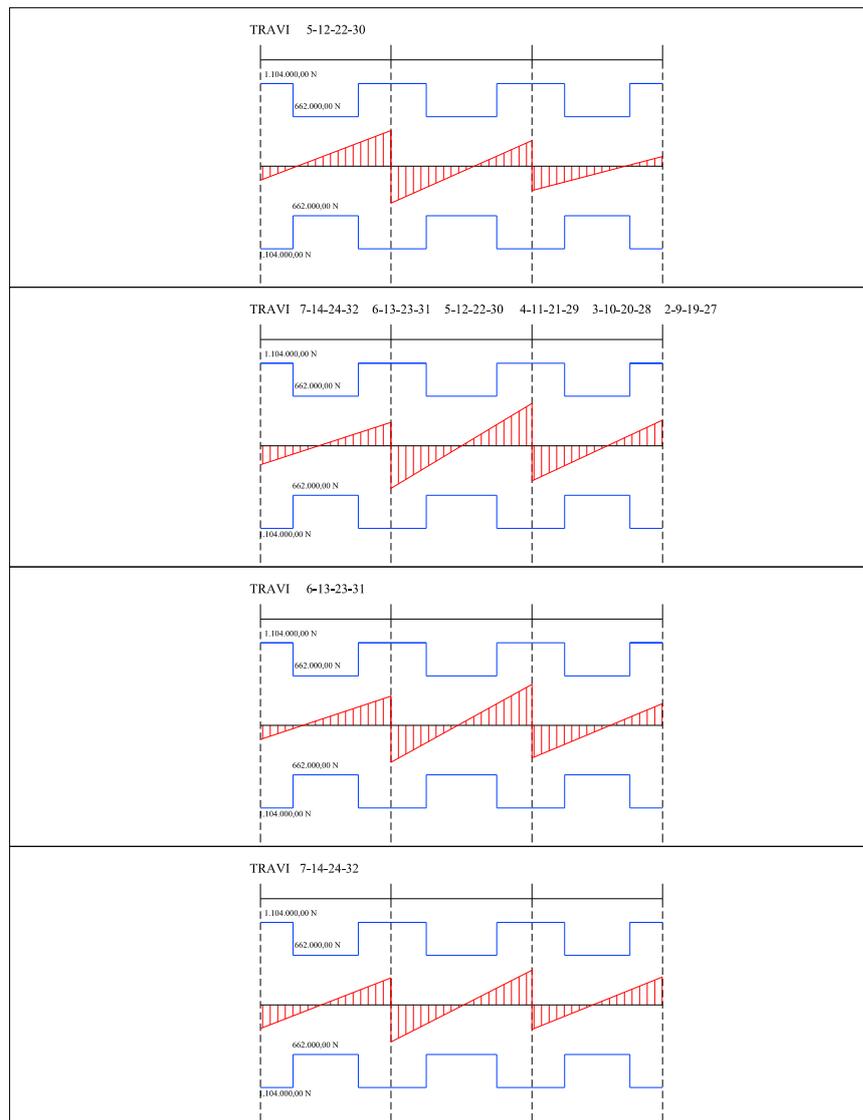


Figura 2.20: Sollecitazioni taglianti nelle travi di fondazione

Dall'analisi risulta che in corrispondenza dei pilastri centrali 21 – 9 e 19 la sezione non risulta verificata e si riscontra una escursione in campo plastico della trave.

In corrispondenza dei bordi le fondazioni non risultano particolarmente sollecitate, come è possibile vedere dalle figure 2.17 e 2.18. Ciò è dovuto alla presenza dei puntoni laterali, che trasmettono le sollecitazioni al muro di sostegno, alleggerendo il carico sulla struttura sottostante.

Per quanto riguarda le sollecitazioni taglianti tutte le travi rovesce risultano verificate .

Lo stesso comportamento lo si può osservare nell'analisi relativa a un sisma che agisce nell'altra direzione principale (Z):

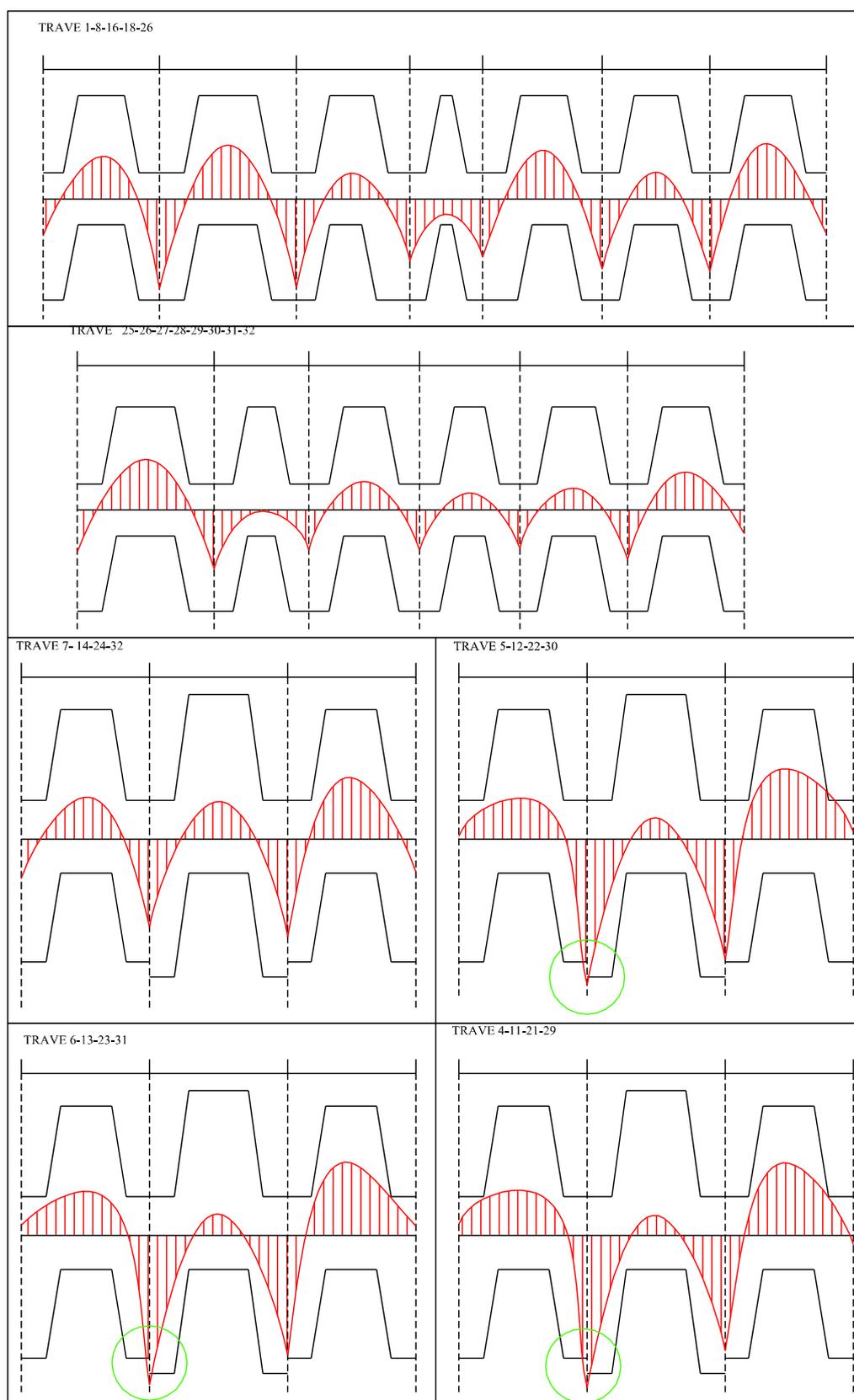


Figura 2.22: Sollecitazioni momento flettente nelle travi di fondazione

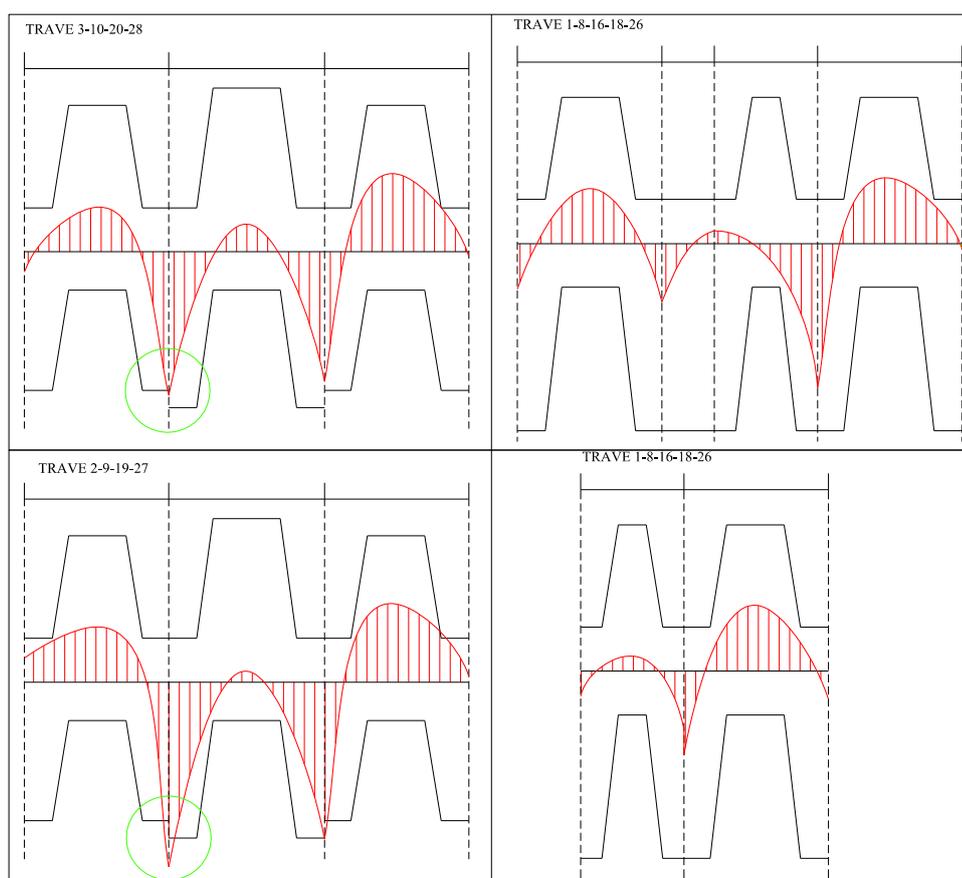


Figura 2.23: Sollecitazioni momento flettente nelle travi di fondazione

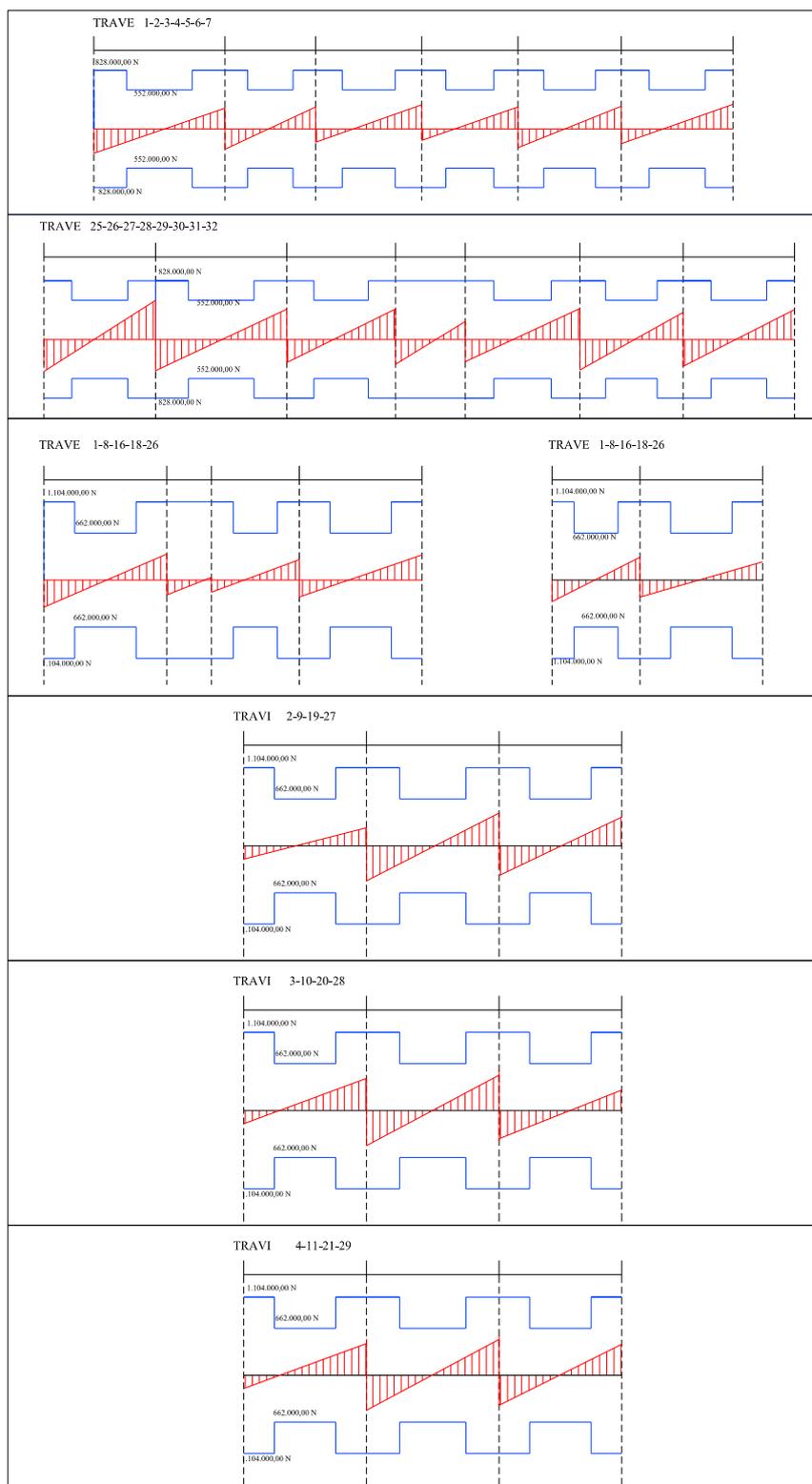


Figura 2.24: Sollecitazioni taglianti nelle travi di fondazione

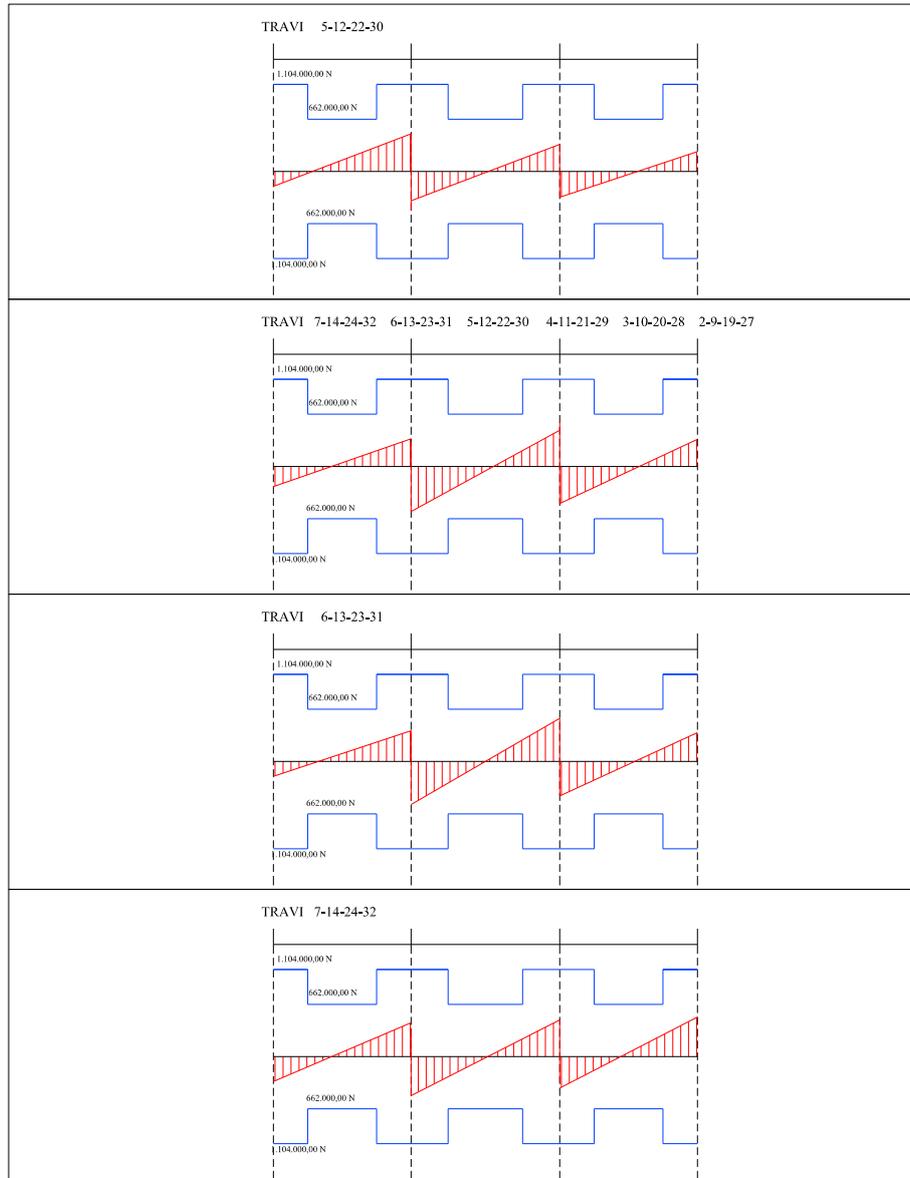


Figura 2.25: Sollecitazioni taglianti nelle travi di fondazione

Pilastrì

Le verifiche a pressoflessione dei pilastrì del piano interrato risultano tutte soddisfatte, dal momento che le sollecitazioni, anche in questo caso sono abbattute dalla presenza dei puntoni.

Questo avviene sia per l'azione sismica agente in direzione X, sia in Z, infatti i puntoni sono distribuiti su tutto il perimetro dell'edificio.

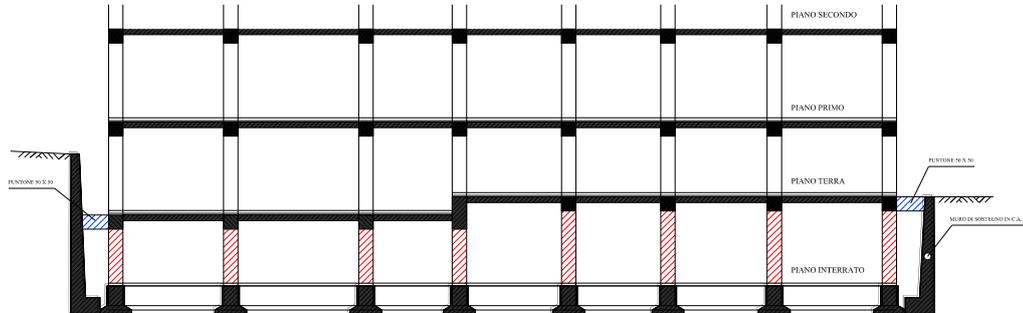


Figura 2.26: Sezione dei piani inferiori dell'edificio

Al contrario, i pilastri del piano terra, risultano fortemente sollecitati, sia a pressoflessione sia a taglio.

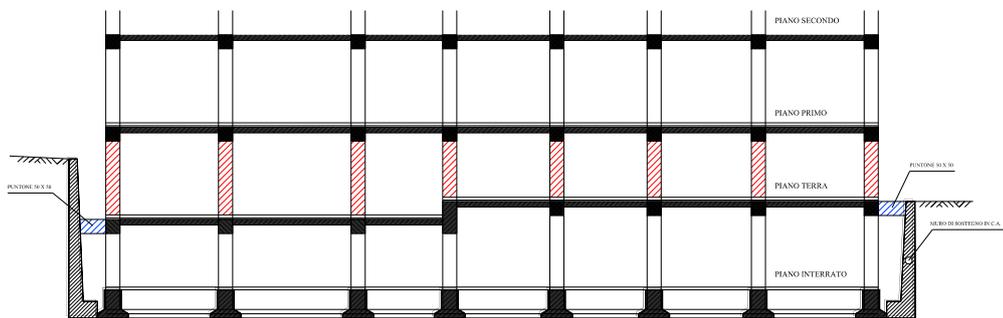


Figura 2.27: Sezione dei piani inferiori dell'edificio

In particolare, nei pilastri laterali, soggetti a minor rigidità strutturale, i momenti flettenti raddoppiano e il taglio si moltiplica fino a 10 volte.

Questi pilastri, infatti, assorbono tutto il carico derivanti dalle masse dei 4 piani superiori movimentate dal sisma.

Gli elementi verticali dei piani sovrastanti vengono sollecitati con intensità sempre minori al crescere della quota.

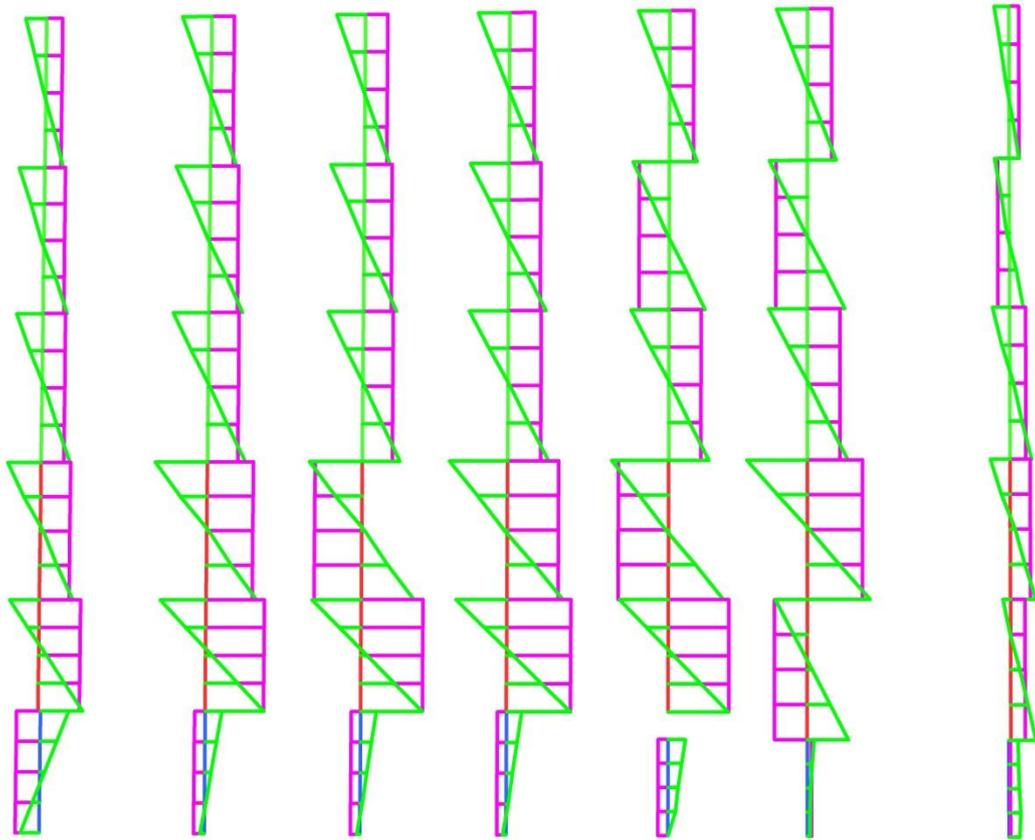


Figura 2.28: Andamento momento flettente e taglio lungo i pilastri

Travi

Anche le travi del piano terra risentono positivamente della presenza dei puntoni, che irrigidiscono il piano, infatti le sollecitazioni flettenti risultano inferiori alle resistenze delle sezioni, anche se in alcuni punti le sollecitazioni sono al limite della resistenza.

Le sollecitazioni maggiori si hanno per azioni sismiche in direzione Z.

Modifica delle fondazioni di edifici esistenti per l'inserimento di isolatori sismici

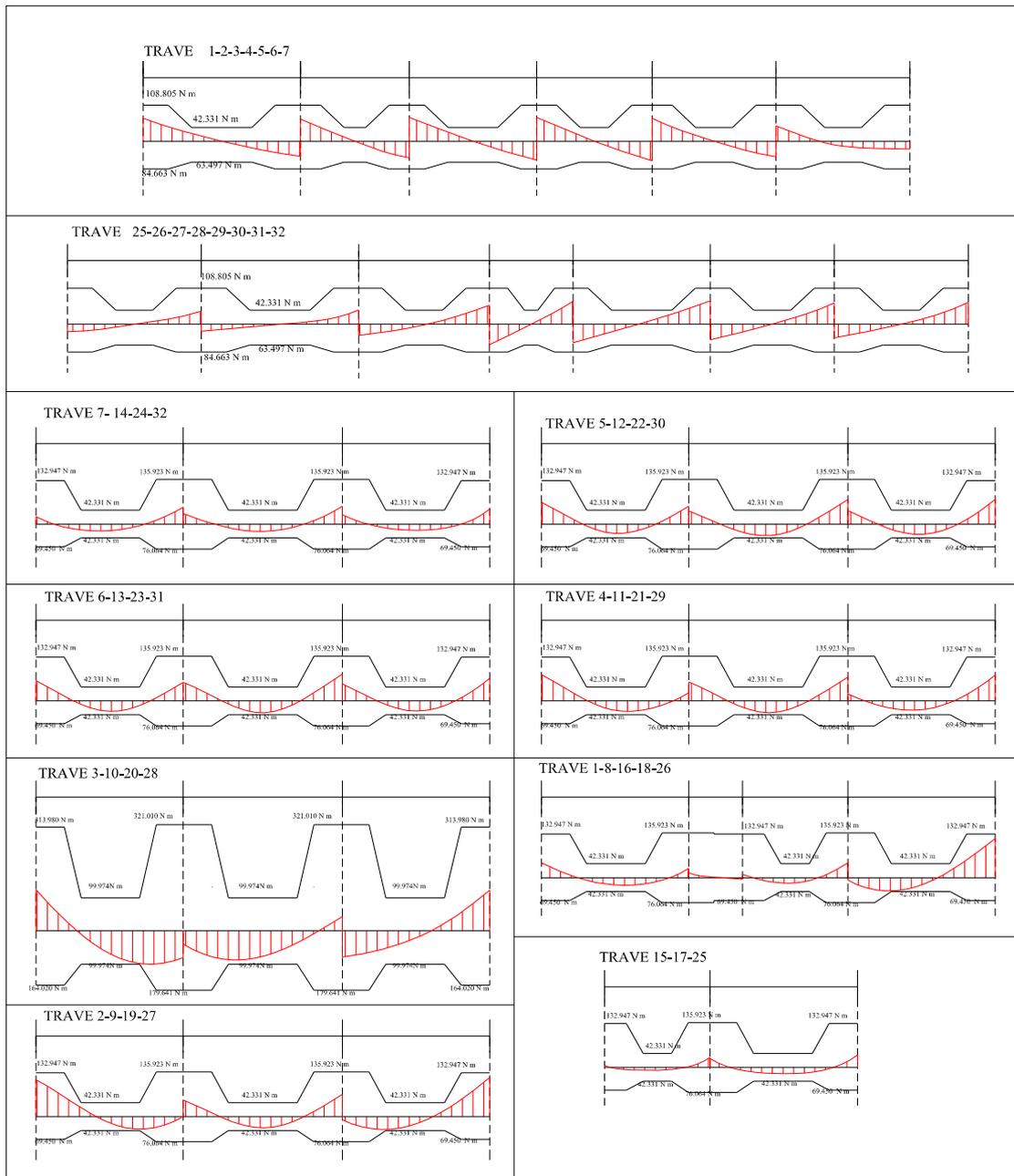


Figura 2.29: Andamento momento flettente sulle travi del piano terra per sisma direzione X

Modifica delle fondazioni di edifici esistenti per l'inserimento di isolatori sismici

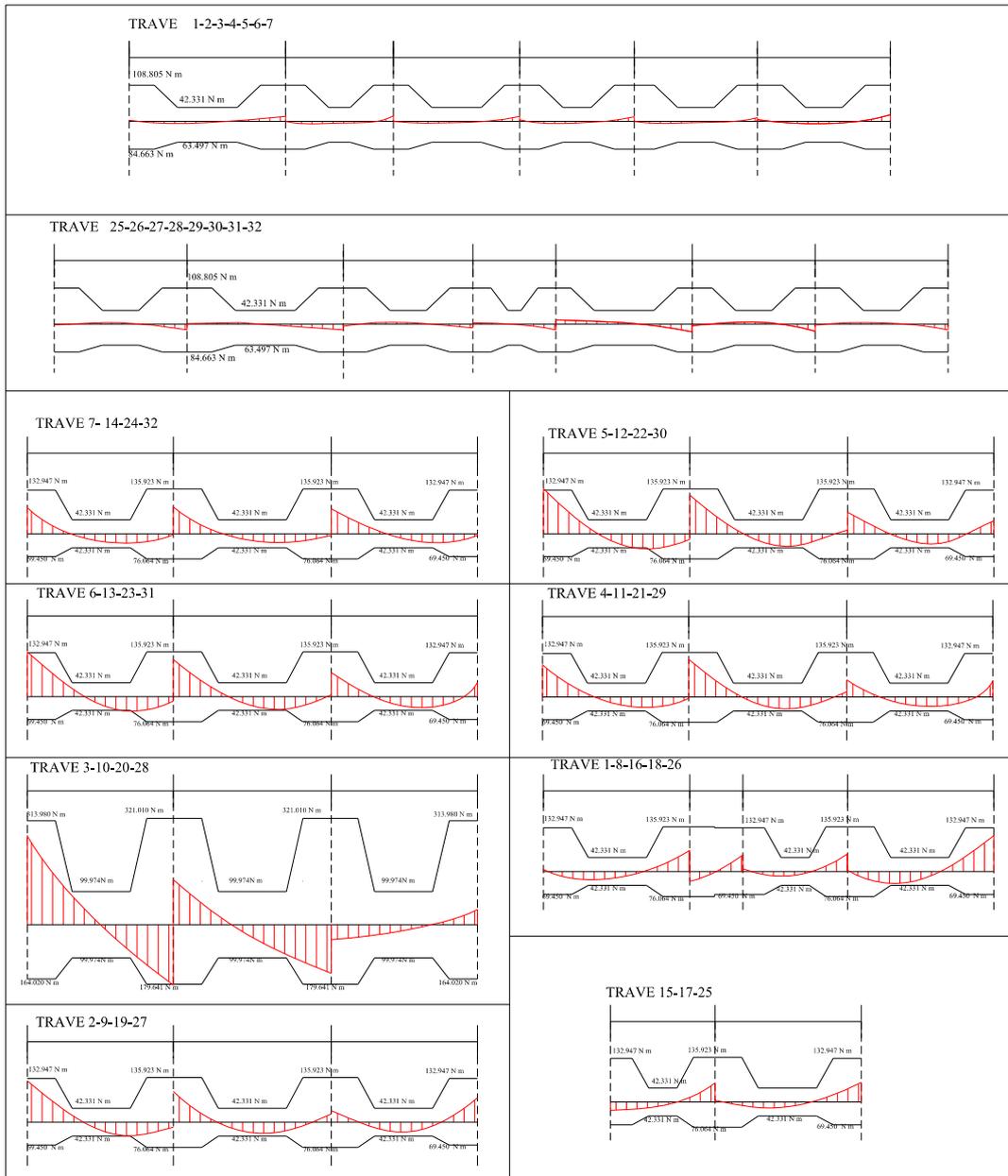


Figura 2.30: Andamento momento flettente sulle travi del piano terra per sisma in direzione Z

CAPITOLO III

ISOLATORI SISMICI

3.1: Descrizione generale isolatori

Come per le altre condizioni di carico, la progettazione antisismica delle strutture è basata sul soddisfacimento dell'equazione: $CAPACITA' \geq DOMANDA$, in cui la domanda è determinata dal moto del terreno e la capacità dalle caratteristiche di resistenza e di deformabilità in campo non lineare della struttura.

Un evento sismico genera, infatti, nella struttura delle forze d'inerzia pari al prodotto delle sue masse per le accelerazioni associate alle vibrazioni indotte dal movimento del terreno.

Per evitare danni strutturali durante un sisma all'aumentare della sua intensità attesa, sarebbe necessario aumentare proporzionalmente la resistenza della struttura.

Il danneggiamento strutturale, tuttavia, non corrisponde ad una condizione di collasso, avendo la struttura ancora abbondanti riserve di sopravvivenza grazie alla sua duttilità, ossia alla capacità dei suoi elementi strutturali di sostenere escursioni in campo plastico, mantenendo pressoché costante la loro forza resistente.

Per di più, non è economicamente conveniente aumentare indefinitamente la resistenza della struttura, vista la ridotta, seppur non trascurabile, probabilità di accadimento di eventi sismici violenti, durante i quali l'accelerazione delle masse strutturali può raggiungere e anche superare l'accelerazione di gravità.

Di conseguenza, i codici sismici moderni consentono di far ricorso alla duttilità strutturale per soddisfare la disequazione $Capacità \geq Domanda$, che diviene quindi condizione sulla duttilità, o sulle deformazioni e le grandezze ad esse correlate, e non più sulla resistenza.

L'accettazione di elevate richieste di duttilità, tuttavia, implica l'accettazione di danni agli elementi strutturali, a seguito di eventi sismici di moderata-alta intensità, e dei relativi costi di riparazione e d'interruzione del servizio.

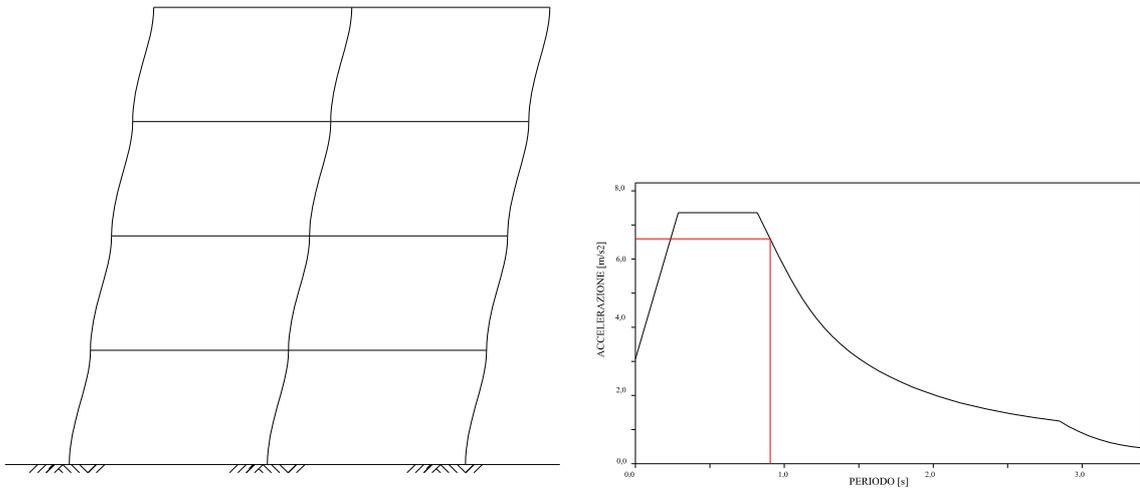


Figura 3.1: edificio senza sistemi di protezione sismica

Una filosofia di progettazione basata sull'aumento della capacità porta, quindi, alla scelta fra due possibili alternative: (i) aumentare la resistenza della struttura, sopportando costi di realizzazione più elevati ed accettando maggiori accelerazioni sulla struttura, (ii) aumentare la duttilità globale della struttura tramite una progettazione finalizzata a sviluppare meccanismi di plasticizzazione favorevoli ("capacity design" o criterio della gerarchia delle resistenze) e ad ottenere elevate capacità duttili locali mediante accurati dettagli costruttivi.

Questa seconda alternativa è quella a cui le normative moderne si ispirano, applicando i criteri del capacity design per ridurre la domanda sugli elementi strutturali e sui meccanismi di funzionamento sfavorevoli allo sviluppo di una buona duttilità d'insieme.

Il progetto è poi completato con il controllo degli spostamenti interpiano per terremoti di media intensità, così da limitare i danni alle parti non strutturali.

La moderna progettazione antisismica, pertanto, realizza i suoi obiettivi fondamentali, consistenti nell'evitare il collasso delle strutture per terremoti di forte intensità e nel limitare il danneggiamento delle parti non strutturali per terremoti di media intensità, con l'applicazione di criteri per la scelta ottimale dei parametri

strutturali fondamentali, quali rigidezza, resistenza e duttilità, e di regole progettuali che consentano di ottenere un buon controllo del comportamento dinamico delle costruzioni in campo non lineare.

Alcune moderne tecniche di protezione sismica passiva delle strutture utilizzano appositi dispositivi per ridurre la domanda e/o concentrare in essi, anziché in parti della struttura, l'assorbimento e la dissipazione di energia.

Una tecnica molto efficace è quella della dissipazione d'energia, generalmente basata sull'uso di controventi inseriti nelle maglie strutturali di edifici con struttura intelaiata e dotati di speciali dispositivi, che dissipano l'energia trasmessa dal terremoto nella struttura, riducendo sensibilmente gli spostamenti della struttura in campo plastico, e, dunque, le associate richieste di duttilità.

Con una dissipazione di tipo viscoso, non si determinano particolari variazioni al comportamento dinamico della struttura nel suo insieme.

Il solo effetto è l'incremento della capacità di smorzamento globale della struttura.

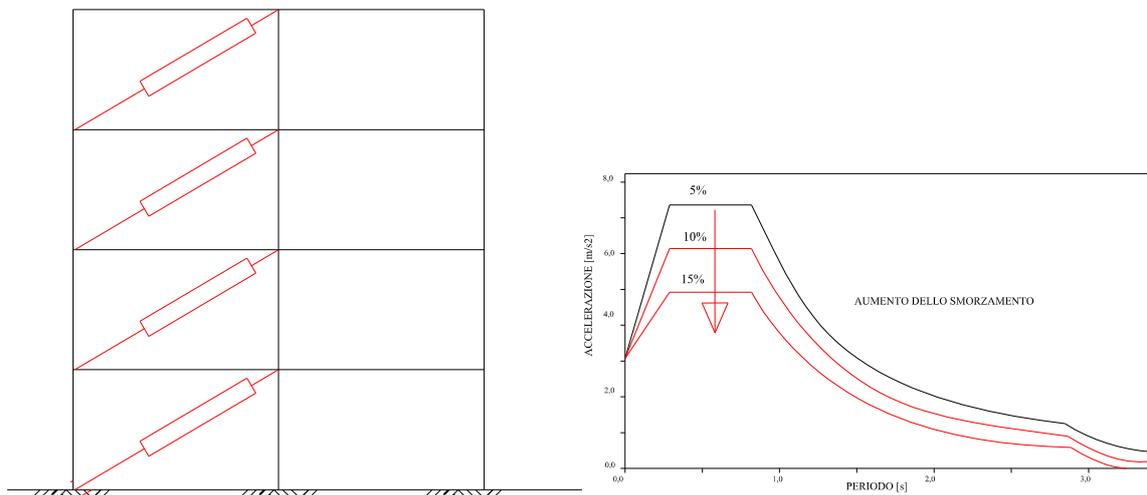


Figura 3.2: edificio con sistemi di smorzamento

Con una dissipazione di tipo isteretico, in particolare realizzata attraverso un

comportamento elasto-plastico, il limite di forza dei dispositivi rappresenta il parametro di progetto degli elementi strutturali connessi, nella logica del "capacity design".

Se la riduzione delle accelerazioni è notevole e/o se la struttura vera e propria è sufficientemente deformabile in campo elastico, la dissipazione di energia avviene solamente nei dispositivi aggiuntivi, senza alcun danno alla struttura.

Ancor più efficace è l'isolamento sismico, perché realizza la strategia di riduzione della domanda in maniera globale, abbattendo drasticamente l'energia trasmessa dal suolo all'intera struttura.

L'isolamento sismico consiste essenzialmente nel disaccoppiare il moto del terreno da quello della struttura, introducendo una sconnessione lungo l'altezza della struttura stessa (generalmente alla base, nel caso degli edifici, fra la pila e l'impalcato, nei ponti, che risulta quindi suddivisa in due parti: la sottostruttura, rigidamente connessa al terreno, e la sovrastruttura.

La continuità strutturale, e con essa la trasmissione dei carichi verticali al terreno, è garantita attraverso l'introduzione, fra sovrastruttura e sottostruttura, di particolari apparecchi di appoggio, detti isolatori, caratterizzati da una elevata deformabilità e/o da una bassa resistenza al moto in direzione orizzontale e, normalmente, da una notevole rigidità in direzione verticale.

La sottostruttura, generalmente molto rigida, subisce all'incirca la stessa accelerazione del terreno, mentre la sovrastruttura fruisce dei benefici derivanti dall'aumento di deformabilità conseguente all'introduzione degli isolatori.

Gli spettri di risposta in termini di accelerazioni della maggior parte dei terremoti, infatti, presentano una forte amplificazione nell'intervallo 0.2-0.8 sec, dove cade il periodo proprio di vibrazione di molte delle usuali strutture fisse alla base.

Assumendo, per semplicità, che i dispositivi d'isolamento abbiano un comportamento di tipo elastico o ad esso assimilabile, l'aumento di deformabilità conseguente all'introduzione degli isolatori porta il periodo proprio del sistema

strutturale (sottostruttura isolamento sovrastruttura) in una zona dello spettro a più bassa accelerazione.

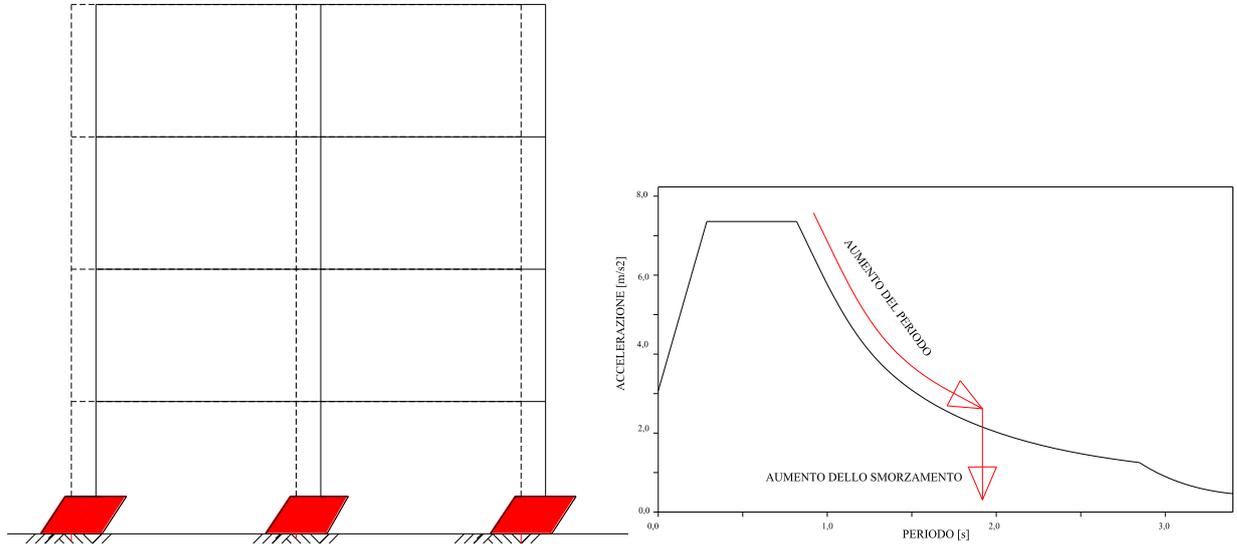


Figura 3.3: Sistema isolato sismicamente alla base

Di conseguenza, le accelerazioni prodotte dal sisma sulla struttura isolata risultano drasticamente minori rispetto a quelle prodotte nella configurazione a base fissa, a tal punto che la struttura può essere agevolmente progettata per resistere a terremoti violenti senza dover subire danni alle parti strutturali.

Naturalmente l'aumento del periodo comporta anche un incremento degli spostamenti che però si concentrano nel sistema d'isolamento, dove viene assorbita e dissipata gran parte dell'energia immessa dal terremoto.

La sovrastruttura si comporta quasi come un corpo rigido, subendo spostamenti relativi interpiano molto contenuti.

Di conseguenza si riducono drasticamente, o si eliminano totalmente anche i danni alle parti non strutturali.

Per evitare eccessivi spostamenti del sistema d'isolamento, che risulterebbero condizionanti nella progettazione degli impianti a terre o dei giunti di separazione con strutture adiacenti, il sistema d'isolamento nel suo insieme può essere dotato di

una elevata capacità dissipativa, corrispondente a rapporti di smorzamento dell'ordine di 10 – 30 %.

3.2 Normativa di riferimento

Il paragrafo 7.10 del DM 14 01 2008 è esclusivamente dedicato ai criteri progettuali dei sistemi di isolamento e dissipazione sismica delle strutture.

L'*interfaccia d'isolamento* viene definita come “la superficie di separazione sulla quale è attivo il sistema d'isolamento” che divide la *sottostruttura*, “parte della struttura posta al di sotto dell'interfaccia del sistema d'isolamento” e che include le fondazioni, dalla *sovrastuttura*, “parte della struttura posta al di sopra dell'interfaccia d'isolamento e, perciò, isolata”.

La sottostruttura ha, in genere, deformabilità orizzontale trascurabile ed è soggetta direttamente agli spostamenti imposti dal movimento sismico del terreno.

Il criterio generale su cui si basa la progettazione è che sia la sottostruttura sia la sovrastuttura devono rimanere in campo elastico.

Per quanto riguarda le indicazioni progettuali, il paragrafo 7.10.4.1 recita:

“L'alloggiamento dei dispositivi d'isolamento ed il loro collegamento alla struttura devono essere concepiti in modo da assicurarne l'accesso e rendere i dispositivi stessi ispezionabili e sostituibili. È necessario anche prevedere adeguati sistemi di contrasto, idonei a consentire l'eventuale ricentraggio dei dispositivi qualora, a seguito di un sisma, si possano avere spostamenti residui incompatibili con la funzionalità della costruzione e/o con il corretto comportamento del sistema d'isolamento.

Ove necessario, gli isolatori devono essere protetti da possibili effetti derivanti da attacchi del fuoco, chimici o biologici. In alternativa, occorre prevedere dispositivi che, in caso di distruzione degli isolatori, siano idonei a trasferire il carico verticale alla sottostruttura”.

Nel 7.10.4.2 si richiede che gli effetti torsionali siano ridotti al limite facendo coincidere il più possibile la proiezione del centro di massa della sovrastuttura sul piano degli isolatori con il centro di rigidezza dei dispositivi di isolamento.

Le tensioni di compressione a cui lavorano gli isolatori devono essere il più possibile uniformi; in particolare, è assolutamente necessario evitare eventuali azioni di trazione. Qualora ciò sia impossibile, è necessario che tali azioni siano inferiori al minore tra il doppio del modulo di taglio del materiale elastomerico e a1 MPa.

Le strutture del piano di posa degli isolatori e quelle da cui spicca la sovrastruttura devono essere dimensionate in modo da assicurare un comportamento rigido nel piano, così da limitare gli effetti di spostamenti sismici differenziali.

Tale condizione viene considerata soddisfatta se un diaframma rigido costituito da un solaio in c.a. oppure da una griglia di travi progettata tenendo conto di possibili fenomeni di instabilità è presente sia al di sopra sia al di sotto del sistema di isolamento e se i dispositivi del sistema di isolamento sono fissati ad entrambi i diaframmi, o direttamente o attraverso elementi verticali il cui spostamento orizzontale in condizioni sismiche sia minore di 1/20 dello spostamento relativo del sistema di isolamento. Tali elementi devono essere progettati per rispondere in campo rigorosamente elastico, tenendo anche conto della maggiore affidabilità richiesta ai dispositivi di isolamento.

Il paragrafo, infine, richiede che lo spazio tra la struttura isolata e il terreno o edifici circostanti sia sufficiente per consentire liberamente gli spostamenti sismici in tutte le direzioni.

Per quanto riguarda la modellazione e l'analisi strutturale, si richiede che le proprietà meccaniche del sistema di isolamento da adottare nelle analisi di progetto, derivanti dalla combinazione delle proprietà meccaniche dei singoli dispositivi che lo costituiscono, siano le più sfavorevoli che si possono verificare durante la sua vita utile, tenendo conto di:

entità delle deformazioni subite in relazione allo stato limite per la verifica del quale si svolge l'analisi;

- variabilità delle caratteristiche meccaniche dei dispositivi, nell'ambito della fornitura;

- velocità massima di deformazione (frequenza), in un intervallo di variabilità di $\pm 30\%$ del valore di progetto;
- entità dei carichi verticali agenti simultaneamente al sisma;
- entità dei carichi e delle deformazioni in direzione trasversale a quella considerata;
- temperatura, per i valori massimo e minimo di progetto;
- cambiamento delle caratteristiche nel tempo (invecchiamento).

Con tali valori si deve poi effettuare la modellazione, considerando la sovrastruttura e la sottostruttura soggette a un comportamento elastico lineare, e il sistema d'isolamento come visco-elastico lineare o con legame costitutivo non lineare.

L'utilizzo di un modello lineare è consentito solamente ad alcune condizioni e, comunque, si deve adottare una rigidezza equivalente di ciascun dispositivo, riferita allo spostamento totale di progetto, e una rigidezza equivalente totale del sistema d'isolamento pari alla somma delle rigidezze equivalenti dei singoli dispositivi.

Inoltre, l'energia dissipata dal sistema deve essere espressa in termini di coefficiente di smorzamento viscoso equivalente del sistema d'isolamento.

Quando la rigidezza e/o lo smorzamento equivalenti del sistema di isolamento dipendono significativamente dallo spostamento di progetto, deve applicarsi una procedura iterativa fino a che la differenza tra il valore assunto e quello calcolato non sia inferiore al 5%.

Le condizioni da soddisfare per poter eseguire un'analisi lineare sono le seguenti:

- a) la rigidezza equivalente del sistema d'isolamento è almeno pari al 50% della rigidezza secante per cicli con spostamento pari al 20% dello spostamento di riferimento;
- b) lo smorzamento lineare equivalente del sistema di isolamento, come definito in precedenza, è inferiore al 30%;

c) le caratteristiche forza-spostamento del sistema d'isolamento non variano di più del 10% per effetto di variazioni della velocità di deformazione, in un campo del $\pm 30\%$ intorno al valore di progetto, e dell'azione verticale sui dispositivi, nel campo di variabilità di progetto;

d) l'incremento della forza nel sistema d'isolamento per spostamenti tra $0,5ddc$ e ddc , essendo ddc lo spostamento del centro di rigidità dovuto all'azione sismica, è almeno pari al 2,5% del peso totale della sovrastruttura.

L'analisi lineare può essere in campo statico o dinamico.

L'analisi statica lineare può essere eseguita solo se sono soddisfatti i seguenti requisiti:

a) il sistema d'isolamento può essere modellato come lineare;

b) il periodo equivalente T_{is} della costruzione isolata ha un valore compreso fra $3 \cdot T_{bf}$ e 3,0 s, in cui T_{bf} è il periodo della sovrastruttura assunta a base fissa, stimato con un'espressione approssimata;

c) la rigidità verticale del sistema di isolamento K_v è almeno 800 volte più grande della rigidità equivalente orizzontale del sistema di isolamento K_{esi} ;

d) il periodo in direzione verticale T_v , calcolato come $T_v = 2\pi \sqrt{M/K_v}$, è inferiore a 0,1 s;

e) nessuno isolatore risulta in trazione per l'effetto combinato dell'azione sismica e dei carichi verticali;

f) il sistema resistente all'azione sismica possiede una configurazione strutturale regolare in pianta.

Ai requisiti da a) ad f) si aggiungono, per le costruzioni civili e industriali, i seguenti:

- la sovrastruttura ha altezza non maggiore di 20 metri e non più di 5 piani;

- la sottostruttura può essere considerata infinitamente rigida ovvero il suo periodo proprio è non maggiore di 0,05s;

- la dimensione maggiore in pianta della sovrastruttura è inferiore a 50 m;
- in ciascuna delle direzioni principali orizzontali l'eccentricità totale (esclusa quella accidentale) tra il centro di rigidezza del sistema di isolamento e la proiezione verticale del centro di massa non è superiore al 3% della dimensione della sovrastruttura trasversale alla direzione orizzontale considerata.

Il calcolo deve essere svolto su due modelli separati, uno per la sovrastruttura e uno per la sottostruttura soggetta alle forze ricavate dal primo modello e alle forze d'inerzia prodotte direttamente dal moto del terreno.

La forza orizzontale complessiva applicata al sistema d'isolamento è

$$F = M \cdot S_e(T_{is}, \xi_{esi})$$

L'analisi dinamica lineare è ammessa quando è possibile modellare elasticamente il comportamento del sistema di isolamento.

Per il sistema complessivo, formato dalla sottostruttura, dal sistema d'isolamento e dalla sovrastruttura, si assume un comportamento elastico lineare. Il modello deve comprendere sia la sovrastruttura sia la sottostruttura, qualora il sistema di isolamento non sia immediatamente al di sopra delle fondazioni. L'analisi può essere svolta mediante analisi modale con spettro di risposta o mediante integrazione al passo delle equazioni del moto, eventualmente previo disaccoppiamento modale, considerando un numero di modi tale da portare in conto anche un'aliquota significativa della massa della sottostruttura, se inclusa nel modello.

Nel caso si adotti l'analisi modale con spettro di risposta, le due componenti orizzontali dell'azione sismica si considerano, in generale, agenti simultaneamente.

La componente verticale deve essere messa in conto in ogni caso, quando il rapporto tra la rigidezza verticale del sistema di isolamento K_v e la rigidezza equivalente orizzontale K_{esi} risulti inferiore a 800. In tali casi si avrà cura che la massa eccitata dai modi in direzione verticale considerati nell'analisi sia significativa.

Lo spettro elastico definito nel capitolo II va ridotto per tutto il campo di periodi $T \geq 0,8 T_{is}$, assumendo per il coefficiente riduttivo h il valore corrispondente al coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ_{esi} del sistema di isolamento.

Nel caso di analisi lineare con integrazione al passo, la messa in conto del corretto valore del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ si ottiene, quando si opera sulle singole equazioni modali disaccoppiate, assegnando a ciascuna equazione il corrispondente valore modale di ξ o, quando si opera sul sistema completo, definendo in maniera appropriata la matrice di smorzamento del sistema.

Le verifiche principali riguardano esclusivamente gli SLU, considerando soddisfatte quelle agli SLE se le prime risultano positive.

La verifica agli SLV devono essere effettuata con valori di γ_M utilizzato per le costruzioni non isolate.

Le condizioni di resistenza degli elementi strutturali della sovrastruttura possono essere soddisfatte considerando gli effetti dell'azione sismica divisi del fattore $q=1,50$ combinati con le altre azioni secondo le regole già illustrate nel capitolo I.

Per quanto riguarda lo SLC, i dispositivi del sistema d'isolamento debbono essere in grado di sostenere, senza rotture, gli spostamenti d_2 , valutati per un terremoto avente tale probabilità di superamento.

3.3 Tipologie di isolatori

Esistono, in generale, due tipologie principali di isolatori sismici che al loro interno racchiudono una vasta gamma di variazioni.

Le due tipologie sono:

- Isolatori elastomerici;
- sistemi scorrevoli.

Gli isolatori elastomerici sono sostanzialmente costituiti da una serie di strati di gomma vulcanizzata a lamiera in acciaio, in modo da ottenere un dispositivo in grado di sopportare elevati carichi verticali con minima compressione (elevata rigidità verticale) e di consentire elevati spostamenti orizzontali con reazioni relativamente piccole (bassa rigidità orizzontale).

Caratteristica fondamentale della gomma è quella di dissipare energia.

Tali isolatori, posti al di sotto di un edificio o di un impalcato da ponte, hanno l'effetto di aumentare il periodo proprio della struttura dissipando energia, riducendo così grandemente gli effetti di un'azione sismica.

Gli HDRB sono imbullonati a piastre metalliche esterne che consentono il fissaggio alle strutture adiacenti mediante zanche o bulloni.

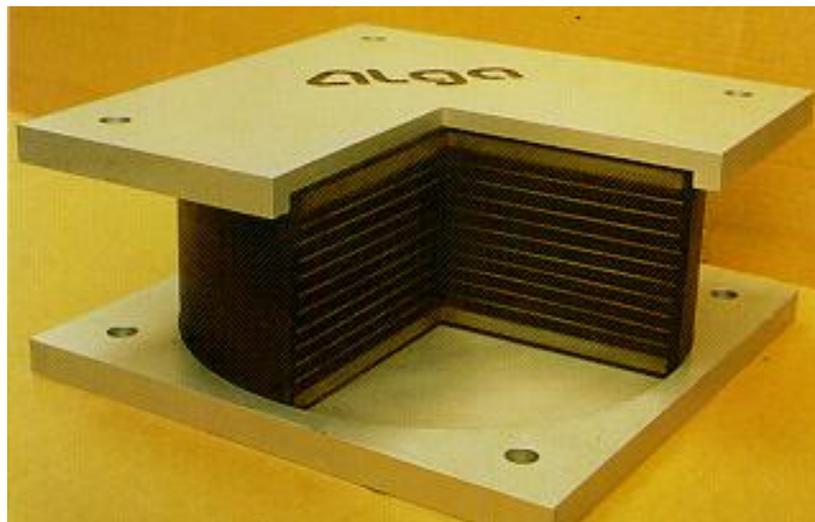


Figura 3.4: Isolatore sismico elastomerico

La flessibilità laterale della gomma è desiderata, la flessibilità verticale no.

La rigidezza verticale risultante è centinaia di volte quella laterale e dello stesso ordine di grandezza di quella delle colonne degli edifici convenzionali.

La rigidezza a taglio delle gomme naturali altamente compatte è alta per basse deformazioni, ma diminuisce di un fattore quattro o cinque quando la deformazione cresce, raggiungendo un valore minimo per la deformazione a taglio pari al 50% (significa che la sommità dello smorzatore si è spostata lateralmente di un valore pari alla metà dell'altezza dell'isolatore).

Per deformazioni a taglio maggiori del 100%, la rigidezza incomincia a crescere ancora, provvedendo in tal modo da sé ad una specie di azione automatica di rinforzo, nel caso di carico orizzontale molto elevato.

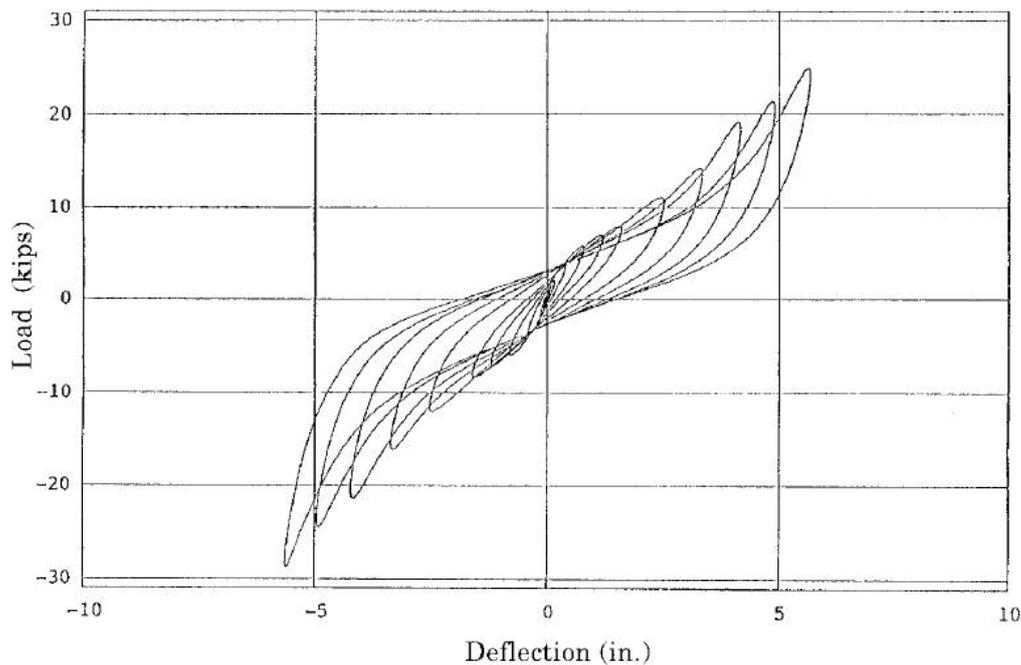


Figura 3.5: Diagramma rigidezza

Lo smorzamento segue lo stesso andamento ma in modo meno pronunciato, diminuendo da un valore iniziale del 20% ad un minimo del 10%, per poi aumentare ancora.



Figura 3.6: isolatore elastomerico deformato

Una variante al sistema visto sopra è costituita dagli isolatori con nucleo in acciaio o piombo posto in un appoggio in gomma elastomerica che contribuisce, grazie al rimbalzo elastico dell'acciaio e della gomma, all'azione di autocentraggio, che col tempo riporta la struttura alla sua posizione originale (dopo che c'è stato un terremoto).

La dissipazione di energia è ottenuta anche attraverso i nuclei di piombo inseriti al loro interno.

Il piombo (viene impiegato piombo puro al 99,9%) ha la proprietà di deformarsi plasticamente dissipando energia e ricristallizzando dopo un ciclo di deformazione plastica. In tal modo esso può sopportare un numero indefinito di cicli di isteresi.

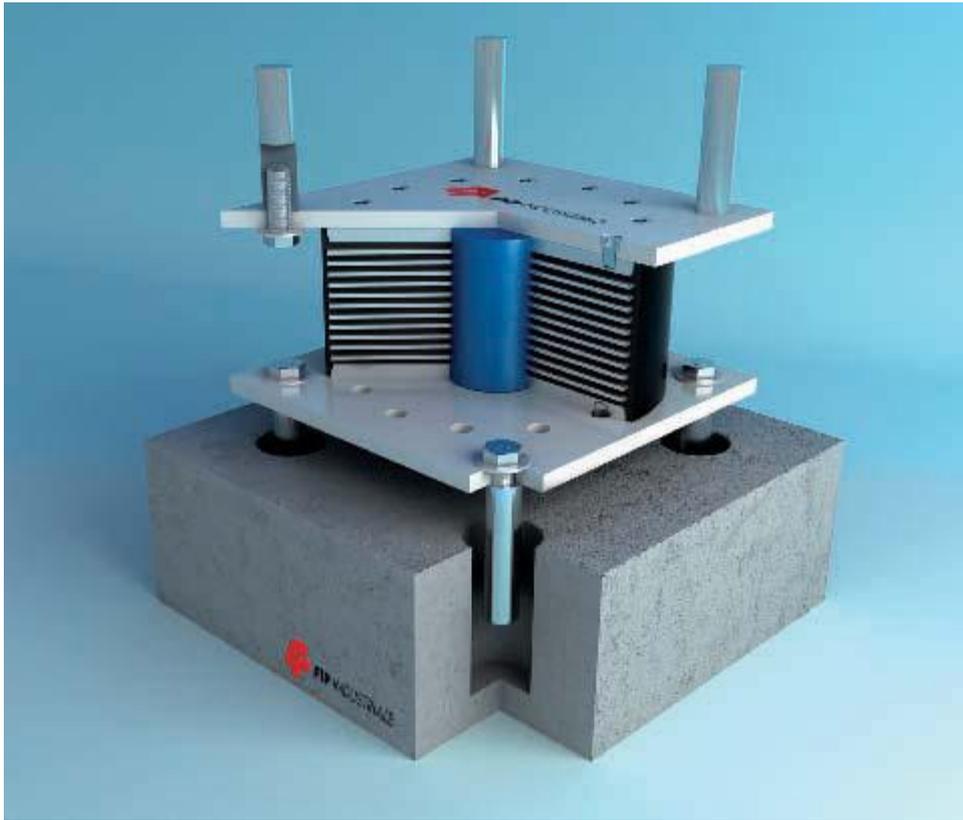


Figura 3.7: isolatore elastometrico con nucleo in piombo

Le differenze sostanziali tra i due sistemi sono le seguenti:

HDRB

- Maggiori capacità di ricentraggio della struttura in seguito a un sisma;
- Minore rigidità che permette di avere un periodo proprio della struttura isolata maggiore.

LRB

- Maggiore rigidità iniziale. Grazie al nucleo in piombo posto al suo interno i dispositivi tipo LRB hanno un comportamento rigido-plastico. Danno quindi spostamenti trascurabili per carichi non elevati come ad esempio vento o frenatura;
- Maggiore capacità di smorzamento (anche oltre il 30%).

Modellazione matematica HDRB

Secondo l'Eurocodice 8 (EN1998) una struttura può essere modellata come lineare se lo smorzamento viscoso equivalente è ≤ 30 .

Gli HDRB possono sempre essere modellati come lineari equivalenti esprimendo le loro caratteristiche attraverso i due parametri sintetici:

K_r Rigidezza orizzontale

ξ Smorzamento viscoso equivalente

i cui valori per le varie geometrie e composizioni sono dati da tabelle dimensionali redatte dai produttori vari.

Occorre fare attenzione che nelle tabelle i valori dati sono riferiti alla temperatura di +20°C e ad una deformazione tangenziale del 100%.

Se la struttura al di sopra degli isolatori può essere assimilata ad un corpo rigido, per effettuare il calcolo lineare secondo lo spettro di risposta si può seguire la seguente procedura:

- 1) Determinare lo spettro di risposta di progetto della zona in esame;
- 2) Scegliere un valore ipotetico di periodo proprio (T) per la struttura isolata (normalmente il periodo proprio di una struttura isolata è intorno ai 2,5 – 3 secondi);
- 3) Determinare la massa sismica (M) totale della struttura;
- 4) Determinare il centro di massa della struttura;
- 5) Dato il periodo proprio (T) del sistema isolato e data la massa (M), si può determinare la rigidezza globale necessaria (K_r) del sistema di isolamento attraverso la seguente relazione:

$$K_r = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot M}{T^2}$$

6) Scegliere, tra le tabelle dimensionali alle pagine seguenti, gli isolatori adatti alla situazione specifica tenendo conto della rigidezza globale (la somma delle rigidezze dei singoli isolatori deve essere più possibile uguale a K_r), del carico verticale per ciascun isolatore e dello spostamento orizzontale sismico che può essere calcolato con la seguente formula:

$$S_{max} = a_g \cdot \left(\frac{T}{2 \cdot \pi} \right)^2$$

7) Determinare in quali punti della struttura disporre gli isolatori scelti (normalmente sotto a ciascun pilastro) in modo che il centro delle rigidità sia il più vicino possibile al centro delle masse. In questo modo in fase sismica si attiveranno solo i modi di vibrare traslazionali mentre eventuali modi di vibrare torsionali (estremamente dannosi e pericolosi) si attiveranno solo in minima parte. I modi di vibrare traslazionali hanno l'evidente vantaggio di far collaborare tutti gli isolatori allo stesso modo. Si tenga presente che per far coincidere i centri di massa e rigidità, in alcuni punti è possibile disporre dei semplici appoggi multi direzionali che portano il carico verticale come degli isolatori ma hanno rigidità nulla.

8) Una volta scelti gli isolatori, occorre affinare lo spettro di risposta in modo da inserire il valore di smorzamento effettivo degli isolatori stessi, riducendo lo spettro del fattore:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}}$$

9) Effettuare l'analisi lineare modale;

10) Verificare i seguenti punti analizzando i risultati:

- Se si riscontrano carichi verticali e/o spostamenti maggiori di quelli ipotizzati, è necessario cambiare i dispositivi scelti, senza cambiare però la rigidità totale del sistema;

- Se le forze sismiche nella struttura rimangono troppo elevate, è necessario aumentare l'isolamento. Questo si può effettuare o aumentando il periodo proprio del sistema isolato (ripetere l'analisi dal p.to2) o aumentando lo smorzamento dei dispositivi, passando per esempio ad una miscela con dissipazione maggiore (fino al 16%) o a un dispositivo tipo LRB (dissipazione fino al 30%).

Modellazione matematica isolatori elastomerici

Il loro comportamento può essere definito attraverso tre parametri:

F_y carico di snervamento del nucleo in piombo

K_{lead} rigidezza orizzontale (contributo nucleo in piombo)

K_r rigidezza orizzontale (contributo elastomero)

i cui valori, per le varie geometrie disponibili, sono dati nelle tabelle riportate nelle pagine seguenti. Il calcolo lineare equivalente può essere effettuato, sotto le stesse ipotesi, analogamente a quanto spiegato al paragrafo precedente per gli isolatori HDRB, ma sostituendo alla rigidezza K_r la rigidezza orizzontale efficace K_{eff} e al valore ξ il valore dello smorzamento viscoso efficace β_r (entrambi questi parametri sono indicati nelle tabelle dimensionali).

Occorre tener presente che il comportamento degli isolatori LRB è fortemente non lineare. Ciò implica che la rigidezza efficace K_{eff} e lo smorzamento viscoso efficace β_r , così come indicati nelle tabelle, sono validi solo per lo spostamento di progetto dato S_{max} . L'analisi modale va, di conseguenza, reiterata, anche se dall'analisi si ottengono spostamenti minori di quelli ipotizzati.

Il secondo tipo di isolamento è caratterizzato da un sistema scorrevole e lavora limitando il trasferimento del taglio orizzontale attraverso l'interfaccia isolante.



Figura 3.8: isolatore a pendolo scorrevole unidirezionale

Questi sistemi possono essere unidirezionali o bidirezionali; i primi (vedi figura 3.8) consentono lo spostamento in un'unica direzione, perciò sono utilizzabili solamente in strutture con un'unica direzione principale di deformazione, come i ponti. Esistono, però, sistemi costituiti fondamentalmente da due isolatori unidirezionali sovrapposti perpendicolarmente che consentono quindi lo spostamento in qualsiasi direzione del piano.

Una seconda tipologia è invece quella a pendolo scorrevole, in cui la superficie scorrevole dell'appoggio, in acciaio inossidabile, al fine di favorire, dopo il sisma, il ritorno alla posizione indisturbata.



Figura 3.9: Isolatore a pendolo scorrevole

Questi dispositivi sono caratterizzati dalle seguenti proprietà peculiari:

- permettono lo spostamento relativo della struttura rispetto alle fondazioni, secondo una o due superfici sferiche;
- Il raggio di curvatura della o delle superfici sferiche determina il periodo proprio di vibrazione della struttura;
- Il periodo proprio è indipendente dalla massa della struttura, di conseguenza non si creano ad effetti torsionali attorno all'asse verticale durante il terremoto perché garantiscono la coincidenza fra il baricentro delle masse e quello delle rigidità;
- L'attrito della superficie di scorrimento determina lo smorzamento viscoso equivalente;
- Sono auto-ricentranti dopo un evento sismico.

Essi si basano sull'impiego di una serie di materiali di scorrimento. I materiali di scorrimento ad attrito controllato presentano un'eccezionale resistenza all'usura ed alle elevate temperature. Queste caratteristiche ne consentono l'uso come elementi dissipatori di energia per effetto di attrito con elevate prestazioni.

Gli isolatori a pendolo scorrevole possono essere di due tipologie, a seconda del fatto che abbiano una o due superfici di scorrimento.

La scelta della tipologia dipende dallo spostamento previsto e dagli elementi strutturali che accolgono i sistemi: gli isolatori a doppia superficie di scorrimento consentono una maggior deformazione e nello stesso tempo dimezzano l'eccentricità della risultante.

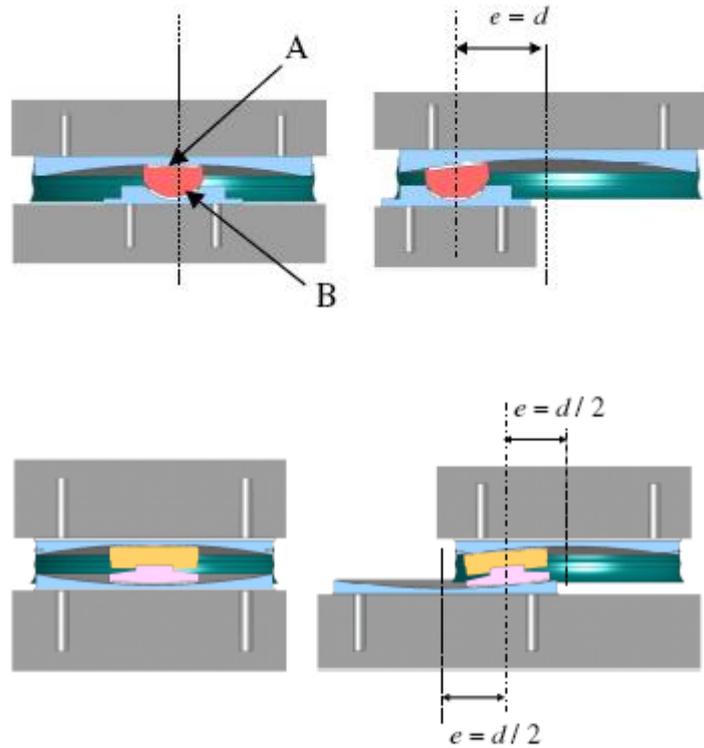


Figura 3.10: Eccentricità degli isolatori a pendolo scorrevole e a doppio pendolo scorrevole

Modellazione matematica

La modellazione di questa tipologia di isolatori si esegue secondo la seguente procedura:

T_{eff} Periodo efficace

g Accelerazione di gravità

μ Coefficiente di attrito dinamico

V Carico verticale

R raggio di curvatura della o delle superfici di scorrimento

D spostamento di progetto

K_{eff} rigidezza efficace

ξ smorzamento viscoso equivalente

h distanza fra il centro dell'articolazione e le superfici sferiche per gli isolatori a due superfici

$$K_{eff} = \frac{V}{R} + \frac{\mu V}{D}$$

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{V}{K_{eff} \cdot g}}$$

$$\xi = \frac{2}{\pi} \left[\frac{\mu}{\mu + \frac{D}{R}} \right]$$

Per gli isolatori a due superfici di scorrimento si utilizza la formula seguente:

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{2(R-h)}{g}}$$

E per le espressioni viste sopra si sostituisce a R il valore $2(R-h)$.

3.4 Tecnologia di inserimento isolatori in struttura esistente

Questa operazione comporta il taglio della struttura in calcestruzzo e generalmente si possono avere tre casistiche:

a) Muri o pilastri estesi. In tale caso, solitamente, si procede ad eseguire tagli localizzati, in modo da poter inserire l'isolatore senza puntellazione della struttura. Una volta inseriti e debitamente solidarizzati gli isolatori alla struttura, si procede al completamento del taglio della stessa. Questo metodo è applicabile se i cedimenti degli isolatori sono trascurabili, come nel caso degli isolatori a pendolo scorrevole o in gomma ad elevata rigidità verticale.

b) Pilastri in calcestruzzo armato quando la trave è in grado di sopportare il peso della struttura sovrastante. In tale circostanza si scarica il pilastro applicando dei martinetti idraulici sotto la trave. Questa situazione si presenta per edifici di altezza limitata.

c) Negli altri casi, che sono peraltro i più frequenti, occorre trasferire il carico al pilastro stesso nelle zone sottostanti e sovrastanti a quella in cui si devono eseguire il taglio e l'inserimento dell'isolatore. Normalmente il trasferimento del carico viene effettuato mediante l'applicazione di morse metalliche, che vengono serrate sul pilastro mediante barre di acciaio messe in tensione con martinetti idraulici, con una forza tale da garantire, con adeguato margine di sicurezza, il carico verticale agente sul pilastro. Prima di procedere al taglio del pilastro si procede sempre ad una prova dell'efficienza delle morse applicando, mediante i martinetti idraulici verticali, un carico adeguatamente maggiorato rispetto a quello effettivo. In alternativa alle morse operanti per attrito, sono state utilizzate carpenterie metalliche dotate di barre d'acciaio passanti attraverso il pilastro. Questa tecnica comporta la foratura del pilastro e non sempre è consigliabile, in quanto, spesso, il calcestruzzo delle strutture esistenti è di qualità scadente.

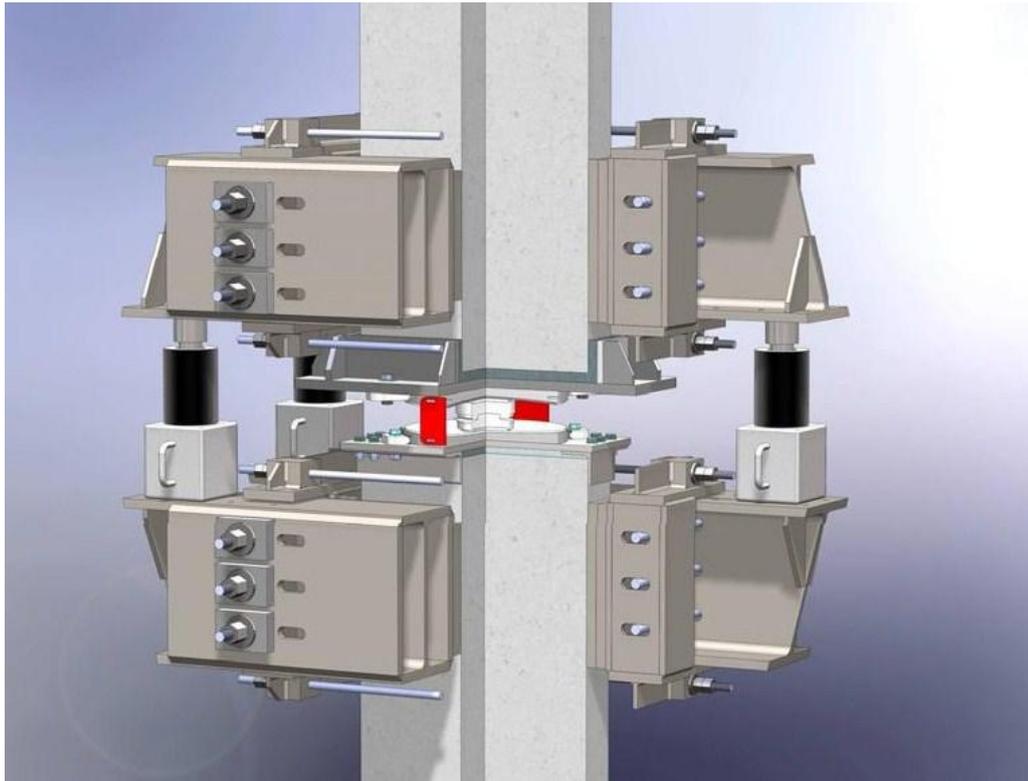


Figura 3.11: Taglio di un pilastro per l'inserimento di un isolatore

Comunque venga inserito l'isolatore, lo schema statico della struttura viene alterato, in quanto in un pilastro, che prima era continuo, viene inserita una cerniera e le armature metalliche al suo interno vengono tagliate. Occorre, pertanto, apportare gli opportuni rinforzi, in modo che la struttura modificata sia in grado di resistere alle sollecitazioni. I rinforzi sono generalmente costituiti da armature aggiuntive esterne (possono essere sia in acciaio sia in fibra di vetro o carbonio), dall'aggiunta di un solaio che colleghi tra loro i pilastri o dalla combinazione di entrambi i metodi.

È necessario che gli isolatori siano posti tutti alla stessa quota, così che non si creino momenti parassiti.

Gli isolatori possono essere posizionati in 3 differenti posizioni:

- immediatamente sopra il piano di fondazione;
- alla sommità delle colonne di base;
- alla sommità delle colonne del primo piano.

La prima soluzione ha il vantaggio che non si devono prevedere dettagli specifici per i servizi interni, come scale ed ascensore; inoltre tutte le pareti risultano continue da solaio a solaio. È, però, necessario realizzare un diaframma rigido sopra gli isolatori che consenta un comportamento rigido della sovrastruttura, ma ciò comporta costi elevati.

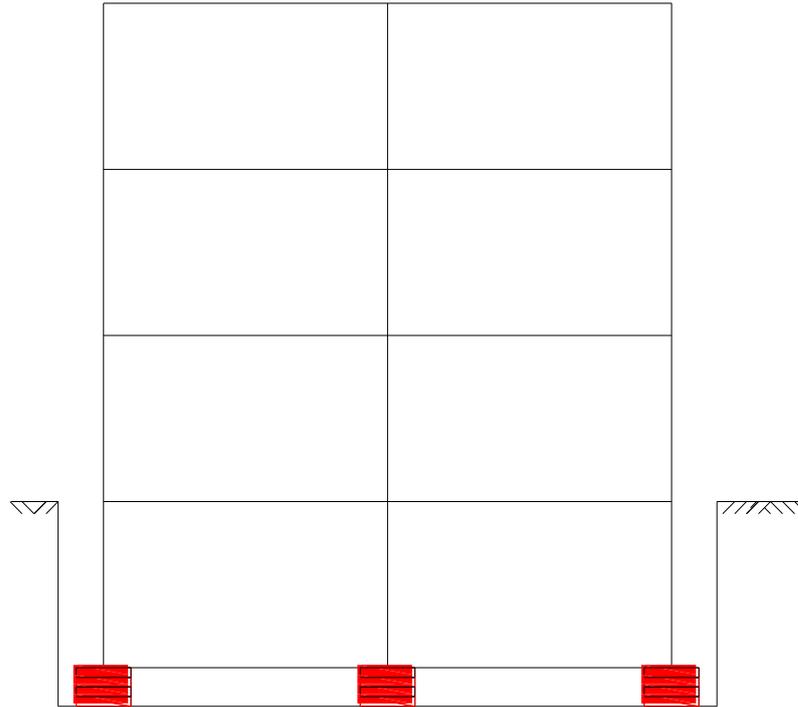


Figura 3.12: Isolamento sopra il piano di fondazione

La seconda soluzione, cioè quella di porre gli isolatori alla sommità delle colonne di base, ha il vantaggio di avere bassi costi aggiuntivi, poiché non è necessario creare la doppia fondazione, ma si deve intervenire con dettagli specifici, per consentire alle scale e all'ascensore di poter servire anche il piano interrato.

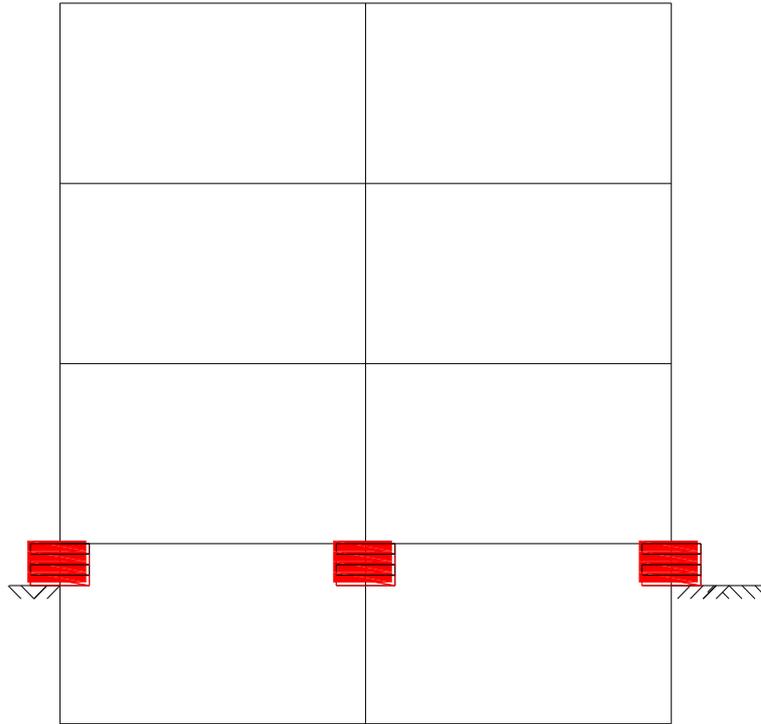


Figura 3.13: Isolamento sismico alla sommità delle colonne di base del piano interrato

La terza soluzione, che vede gli isolatori posti alla sommità delle colonne del primo piano, comporta anch'essa costi aggiuntivi bassi, ma si deve ovviare ai problemi specifici delle scale e dell'ascensore, oltre alla necessità di prevedere un rivestimento adeguato alle pareti, che non impedisca la libera oscillazione della sovrastruttura.

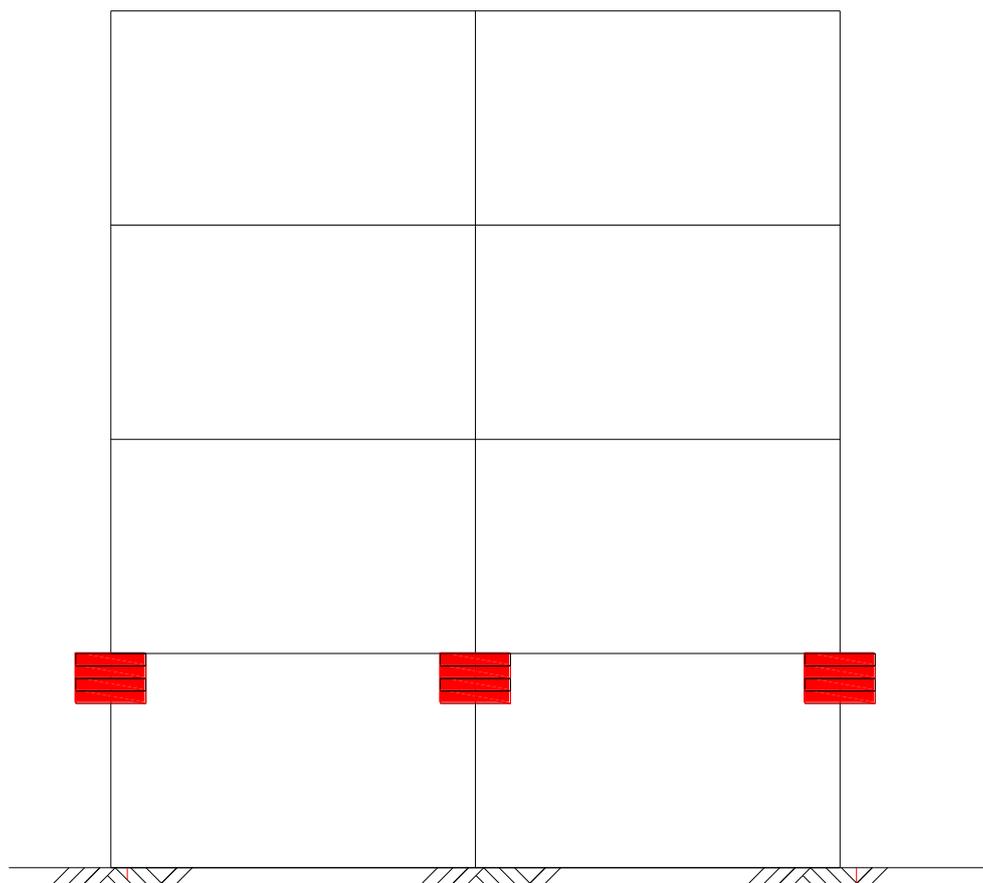


Figura 3.14: Isolamento sismico alla sommità delle colonne di del primo piano

3.5 Interventi strutturali

Come indicato dalla normativa vigente, l'utilizzo di isolatori sismici comporta alcune condizioni strutturali.

Come recita il paragrafo 7.10.4.3 del DM 14 01 2008 “Negli edifici, sia le strutture del piano di posa degli isolatori sia le strutture del piano da cui spicca la sovrastruttura devono essere dimensionate in modo da assicurare un comportamento rigido nel piano suddetto, così da limitare gli effetti di spostamenti sismici differenziali”.

L'edificio analizzato è composto da telai unidirezionali, collegati, oltre che dal solaio solamente tramite le travi di perimetro; questa conformazione non è sufficiente a garantire le indicazioni della normativa sopra riportate.

È stato, pertanto, prevista nel solaio del piano terra, che verrà a costituire la base della sovrastruttura, l'aggiunta di una sistema di travatura perpendicolare a quello esistente, che costituisca una maggiore rigidezza al piano e assicuri un comportamento rigido dello stesso.

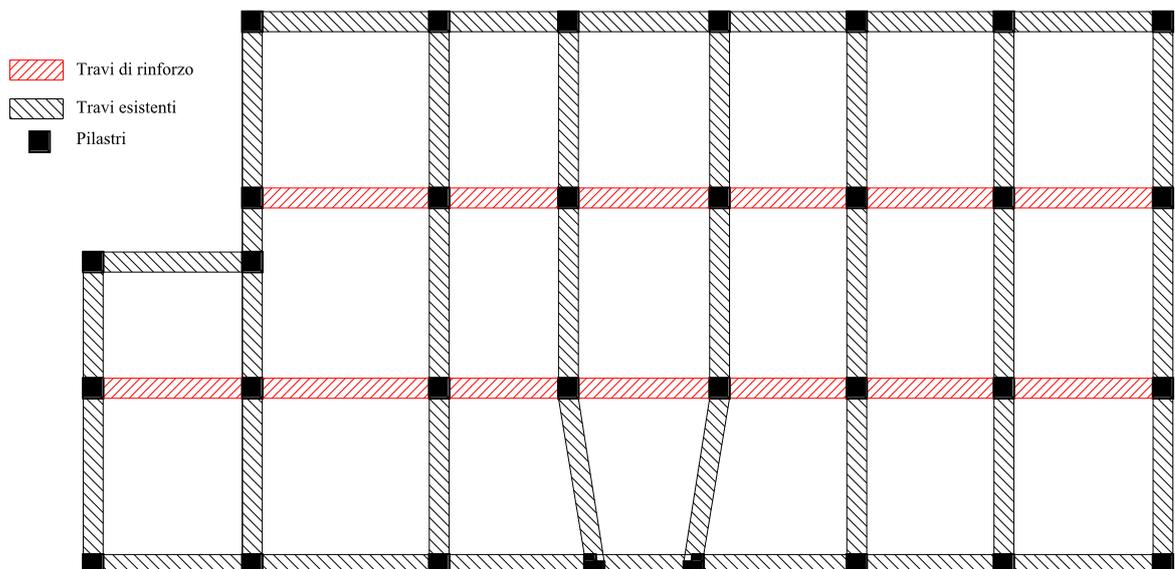


Figura 3.15: Pianta travi piano terra

Sono state pensate travi in calcestruzzo di sezione quadrata di lato 50 cm, come quelle già esistenti.

Il calcolo dell'armatura viene eseguito dopo che è stata effettuata l'analisi sismica della nuova configurazione isolata.

In caso di necessità, è possibile aumentare la sezione delle travi; in questo caso si potrà agire solamente sulla larghezza, in quanto l'altezza è dettata da vincoli architettonici e non può superare i 50 cm.

È, inoltre, necessario intervenire sul vano ascensore; questo, infatti, attraversa l'interfaccia d'isolamento, pertanto non consente la libera oscillazione della sovrastruttura.

L'intervento consiste nell'edificare ulteriori travi nel piano terra, esattamente sotto le pareti del vano ascensore; le travi hanno la funzione di sorreggere il vano e consentire la demolizione della parte relativa al piano interrato; questo elemento viene costruito ex novo, svincolato dal piano superiore e di dimensioni tali da poter consentire all'ascensore e agli eventuali impianti tecnici, nel caso in cui si verifichi un sisma, di poter oscillare con la sovrastruttura a cui sono vincolati.

Le travi sono dimensionate per resistere ai carichi derivanti dall'ascensore e da un evento sismico, in modo che rimangano in campo elastico, come richiesto per dalla normativa.

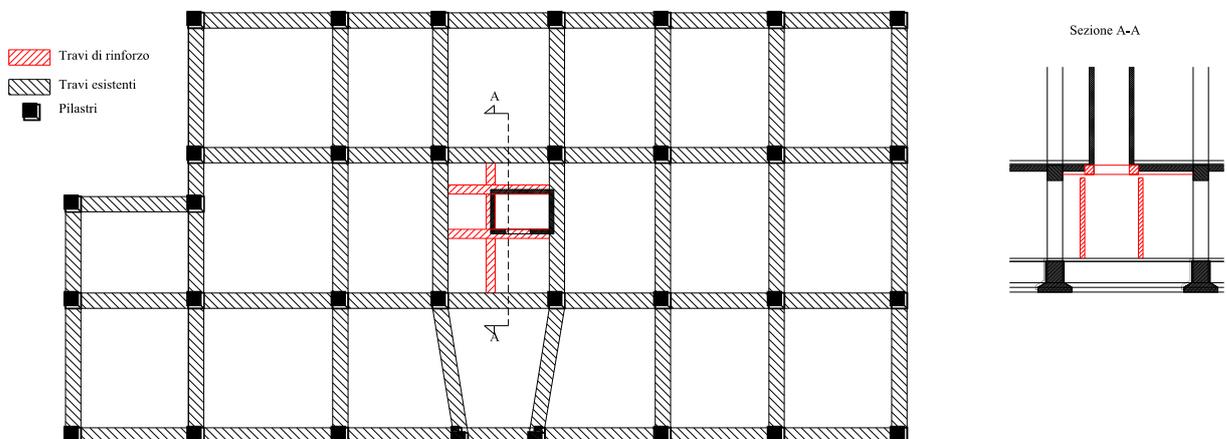


Figura 3.16: Pianta e sezione travi vano ascensore

Le travi sono pensate quadrate di sezione 30 cm.

Per il dimensionamento dei ferri viene effettuata l'analisi dei carichi statici.

Si verifica, poi, che le sollecitazioni sismiche siano assorbite dalle travi senza che queste entrino in campo plastico.

Si ipotizza cautelativamente che l'intero peso delle pareti in cemento armato costituenti il vano ascensore e di tutti i macchinari sia gravante sulle travi stesse:

Carichi strutturali

Peso totale pareti: 456 kN = 45600 kg

Carichi dei macchinari

Portata 400 kg

Cabina 200 kg

Arco 120 kg

Contrappeso 360 kg

Totale 47000 kg

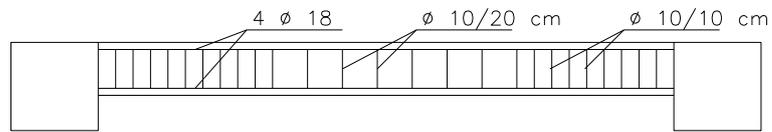
Carico distribuito sulle travi 735 kg/m

L'analisi statica riporta un momento massimo all'intradosso di 53 220 N m all'estradosso di 40 883 N m; il taglio massimo risulta di 117 666 N.

Il dimensionamento delle armature è tale che le travi rimangano in campo elastico e in modo cautelativo, per assorbire anche le sollecitazioni sismiche relative allo stato isolato, che non sono ancora state quantificate.

Risultano quindi una armatura superiore ed inferiore di 3 Φ 18 e una staffatura come in figura:

Travi 2 e 3



Trave 1

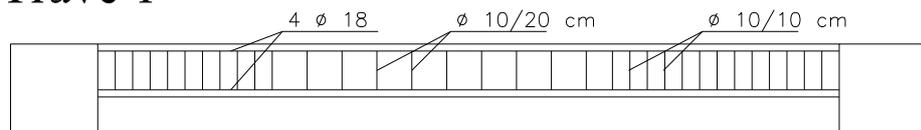


Figura 3.17: Armatura travi del vano ascensore

L'ultimo intervento strutturale è la demolizione dei puntoni che collegano l'edificio al muro di sostegno, poiché, ovviamente, non consentono la libera oscillazione della struttura.

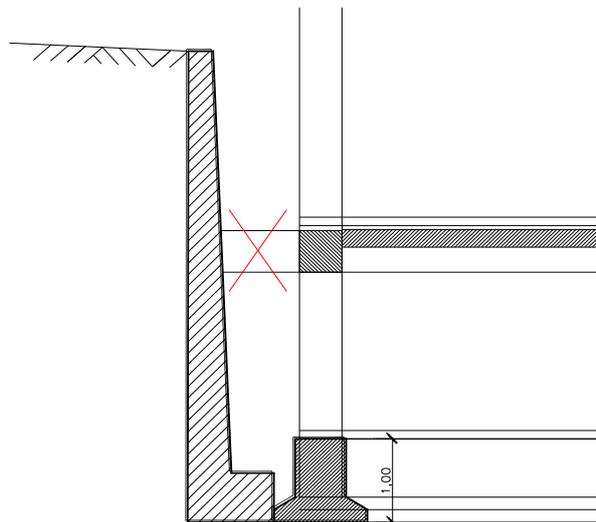


Figura 3.18: Eliminazione puntoni

3.6 Progettazione isolatori

Inserite nel modello del programma di calcolo le varie modifiche strutturali descritte nel paragrafo precedente, è possibile procedere con la progettazione del sistema di isolamento della struttura.

Si vuole ora elaborare un sistema di isolatori a pendolo scorrevole inseriti alla sommità dei pilastri del piano interrato. Essendo il solaio su due livelli alcuni isolatori risultano posizionati non subito sotto le travi, ma 64 cm più in basso.

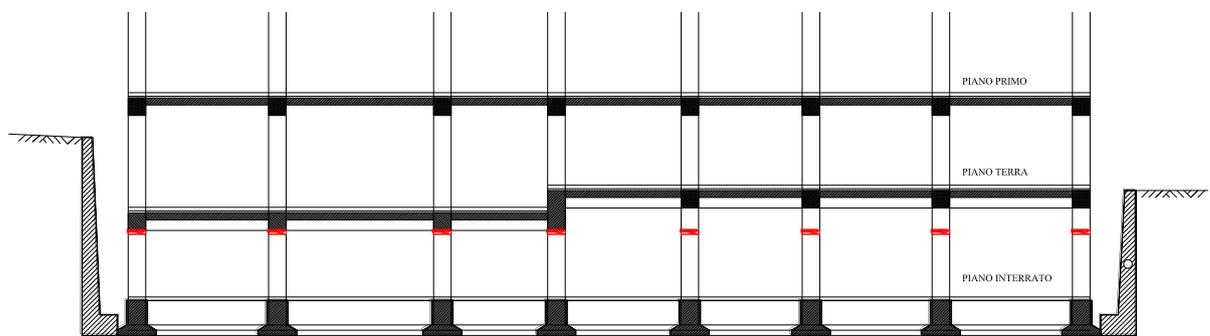


Figura 3.19: Posizione isolatori

Per la modellazione degli isolatori a pendolo scorrevole sono state assunte degli elementi *Spring-Damper*. Sostanzialmente sono elementi in cui è possibile attribuire la rigidezza e lo smorzamento assiale, laterale e torsionale oltre che alla massa.

La progettazione degli isolatori consiste nell'ideare un sistema che abbia un periodo di circa 2,5 sec e una posizione del centro delle rigidzze il più vicino possibile al centro di massa, in modo da minimizzare le deformazioni torsionali della sovrastruttura, in quanto queste non sollecitano in maniera uniforme i pilastri, deformando notevolmente quelli perimetrali e poco quelli più centrali.

La rigidezza degli isolatori dipende da 4 parametri: il carico verticale, il raggio di curvatura, lo spostamento e il coefficiente d'attrito.

L'unico parametro indipendente è il coefficiente d'attrito su cui si può giocare per calibrare al meglio il sistema totale e minimizzare gli effetti torsionali.

Tale valore può variare dal 3% al 20%, a seconda del materiale di scorrimento utilizzato.

La progettazione consiste, quindi, nel definire il raggio di curvatura degli isolatori e lo spostamento massimo consentito uguale per tutti gli elementi, nonché il coefficiente d'attrito per ogni elemento. Solitamente, per questioni economiche, si cerca di utilizzare solamente 2 valori differenti di attrito.

Per la progettazione si utilizza un'analisi lineare dinamica (vedi paragrafo 3.2).

Poiché per conoscere la rigidezza e lo smorzamento di ciascun elemento è necessario conoscere lo spostamento di progetto, che a sua volta dipende dai parametri sopra indicati, la procedura risulta iterativa: si fissano dei valori iniziali e si procede con l'analisi fino a che la differenza tra il valore assunto e quello calcolato non risulta inferiore al 5%, come richiesto dalle norme.

Viene di seguito riportato il procedimento completo:

1. si assumono i dati relativi alla creazione dello spettro di risposta: a_g , T^*_C , F_0 , S_T ;
2. Si calcola la massa m e il centro delle masse X_m e Z_m della sola sovrastruttura;
3. Si ipotizza un periodo della struttura T_d , solitamente intorno a 2,5 sec;
4. Per quanto riguarda gli isolatori si ipotizza il raggio di curvatura della superficie di scorrimento R e il coefficiente d'attrito dinamico ρ
5. Quindi, ricorrendo alla formula

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

si calcola la rigidezza totale del sistema K_{TOT} , e si divide il valore per il numero di isolatori, ottenendo così il valore della rigidezza di ciascun elemento K_i ;

6. Dai valori ottenuti è possibile calcolare lo spostamento tramite l'equazione:

$$S = S_e(T = 2,5, \xi = 5\%) \cdot \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2$$

7. Si calcola lo smorzamento viscoso equivalente di ciascun isolatore con la formula:

$$\xi = \frac{2}{\pi} \left[\frac{\rho}{\rho + \frac{S}{R}} \right]$$

8. Si inseriscono le rigidezze K_i , nel modello e si esegue l'analisi sismica nelle due direzioni X e Z;
9. Dall'analisi si ricavano i carichi verticali V sui singoli isolatori per le due analisi (X, Z);
10. Per ogni isolatore si calcola la rigidezza K_i con la formula:

$$K_i = \frac{V}{R} + \frac{\rho \cdot V}{S}$$

11. Poi con si calcola il centro di rigidezza dei due sistemi tramite

$$X_K = \frac{\sum K_i \cdot X_i}{\sum K_i}$$

$$Z_K = \frac{\sum K_i \cdot X_i}{\sum K_i}$$

12. Facendo variare ρ_i si fa in modo che, per i risultati relativi al sisma in direzione X, il valore Z_K sia il più simile possibile a Z_m , mentre, per i risultati del sisma in direzione Z, il valore X_K sia uguale a X_m ;
13. Con i valori ρ_i calibrati si calcola ξ_i con la formula:

$$\xi_i = \frac{2}{\pi} \left[\frac{\rho_i}{\rho_i + \frac{S}{R}} \right]$$

e ξ_{TOT} facendone la somma;

14. Con ξ_{TOT} si calcola poi un nuovo spettro di risposta utilizzando

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}}$$

15. Si calcola K_{TOT} sommando i K_i ;

16. Con questi valori si calcola il nuovo periodo della struttura

$$T = \frac{2\pi}{\sqrt{\frac{K_{TOT}}{m}}}$$

17. E lo spostamento

$$S = S_e(T, \xi_{TOT}) \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2$$

18. Infine, si verifica che la differenza tra lo spostamento calcolato e quello ipotizzato sia inferiore al 5%. Se ciò non è vero, si esegue nuovamente l'algoritmo dal punto 8 con i valori aggiornati.

Le condizioni iniziali imposte sono riportate nella tabella 3.

ag	0,261
Tc*	0,347
F0	2,364
St	1
T [s]	2,5
ρ	3%
R [mm]	2750

Tabella 3.1: Parametri di progetto

I valori relativi alla struttura sono:

m [kg]	2609342
Xm [m]	10,52485
Zm [m]	7,013958

Tabella 3.2: Massa e centro delle masse dell'edificio

Come già scritto nei paragrafi precedenti, lo spettro di risposta è costituito da due parti: una è quella relativa a periodi inferiori a 0,8 volte il periodo della struttura isolata e viene tracciato con le classiche formule dello spettro elastico, la seconda parte, invece, deve essere disegnata tenendo conto dello smorzamento equivalente ξ_{TOT} calcolato.

Questa divisione è dovuta al fatto che per sollecitazioni basse gli isolatori non si attivano, ma funzionano come delle semplici cerniere fisse. Solamente per sollecitazioni più elevate entrano in azione, smorzando e aumentando il periodo proprio della struttura.

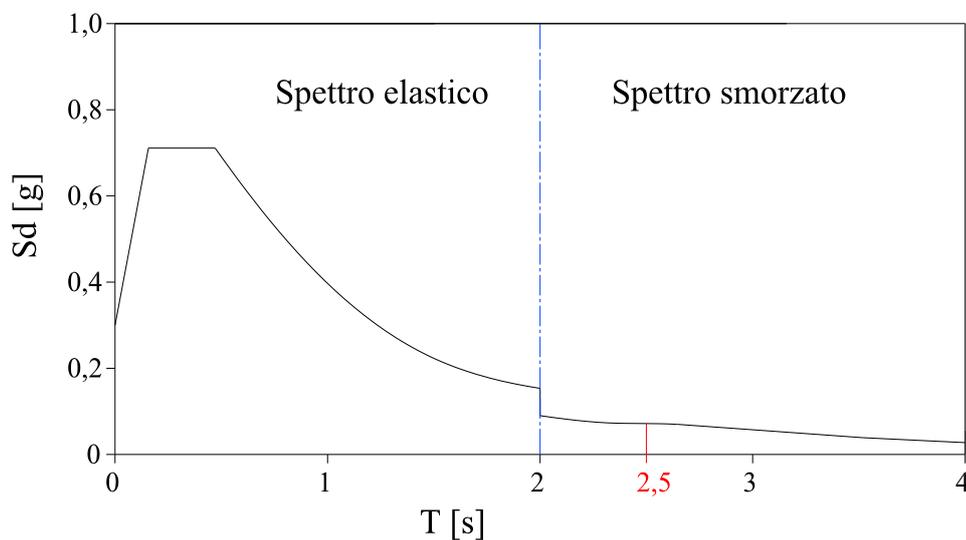


Figura 3.20: Spettro di risposta relativo a un edificio isolato soggetto a un sisma pari a SLV

La progettazione porta, quindi, ai seguenti risultati:

Isolatori a pendolo scorrevole APS 2000/300 aventi le seguenti caratteristiche:

R [mm]	2750
Spost max [mm]	150
SLU [kN]	2000
SLS [kN]	1350
Kv [kN/mm]	2100000
kg	150
Φ1 [mm]	560
Φ2 [mm]	260
H [mm]	105

Tabella 3.3: Caratteristiche Isolatore APS 2000/300

Dove:

SLU è il carico verticale massimo sopportabile calcolato agli SLU nel caso specifico 1965 kN

SLS è il carico verticale massimo calcolato per l'azione sismica, nel caso specifico 1259 kN;

Kv è la rigidezza verticale;

Φ1 e Φ2 vedi figura 3.

H è l'altezza di ingombro dell'isolatore.

Lo spostamento massimo ha per lo SLV risulta essere di 11,8 cm.

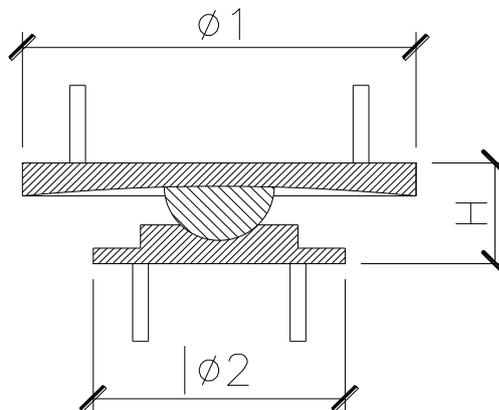


Figura 3.21: Sezione isolatore sismico a pendolo scorrevole

Si attribuiscono agli isolatori i seguenti coefficienti d'attrito:

Isolatore	ρ
1	3%
2	3%
3	3%
4	3%
5	3%
6	3%
7	3%
8	3%
9	3%
10	3%
11	5%
12	3%
13	3%
14	3%
15	3%
16	3%
17	3%
18	3%
19	3%
20	3%
21	3%
22	3%
23	3%
24	3%
25	3%
26	3%
27	3%
28	3%
29	3%
30	3%
31	3%
32	3%

Tabella 3.4.: Coefficienti d'attrito di ogni isolatore

Si nota che tutti gli isolatori hanno un coefficiente d'attrito del 3% a parte uno (isolatore 11) che, invece, lo ha del 5%.

Come viene evidenziato nelle tabelle successive, si ha il modo principale di vibrare che da solo movimentata l'85% della massa, sia per la direzione X, sia per la direzione Z. Questi modi hanno una frequenza di 0,37 Herz, che corrispondono a circa 2,7 s; si registra, inoltre, uno spostamento orizzontale per sismi relativi allo SLV di 11,8 cm.

Questo significa che i modi relativi a deformazioni torcenti sono quasi ininfluenti, pertanto la progettazione risulta idonea.

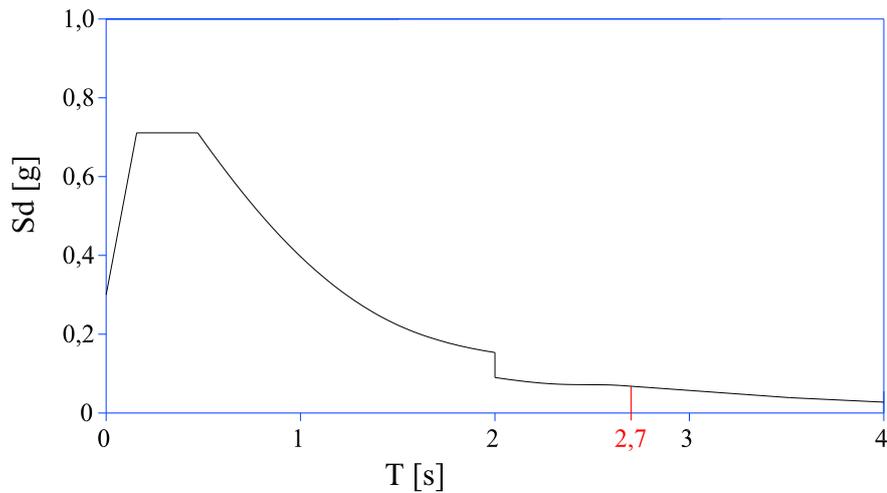


Figura 3.22: Spettro di risposta dell'edificio isolato per un sisma relativo allo SLV

FINAL FREQUENCY RESULTS			
Mode	Eigenvalue	Frequency (rad/s)	Frequency (Hertz)
1	5.10196094E+00	2.25875208E+00	3.59491558E-01
2	5.33678915E+00	2.31014916E+00	3.67671658E-01
3	5.83210579E+00	2.41497532E+00	3.84355259E-01
4	8.73305856E+01	9.34508350E+00	1.48731623E+00
5	1.01235676E+02	1.00615941E+01	1.60135244E+00
6	1.50093864E+02	1.22512801E+01	1.94985179E+00
7	4.44058556E+02	2.10726969E+01	3.35382388E+00
8	4.60593990E+02	2.14614536E+01	3.41569643E+00
9	5.26465194E+02	2.29448293E+01	3.65178301E+00
10	5.65198291E+02	2.37738994E+01	3.78373360E+00
11	6.38188572E+02	2.52623944E+01	4.02063495E+00
12	6.80461072E+02	2.60856488E+01	4.15165995E+00
13	7.46704885E+02	2.73259014E+01	4.34905227E+00
14	7.88834924E+02	2.80862052E+01	4.47005840E+00
15	8.26972511E+02	2.87571297E+01	4.57683935E+00

Tabella 3.5: Risultati dell'analisi delle frequenze della struttura isolata soggetta a un sisma relativo allo SLV agente in direzione X

EXCITATION FACTORS FOR CASE 3: "Isolato X"				
Mode	Spectral Value	Excitation	Amplitude	Participation (%)
1	6.323676E-01	1.031939E+01	1.279048E+00	0.003
2	6.606800E-01	1.607730E+03	1.990326E+02	84.822
3	7.069813E-01	1.427522E+02	1.730475E+01	0.669
4	4.934146E+00	1.324780E+02	7.484958E+00	0.576
5	5.312274E+00	1.991259E+01	1.044900E+00	0.013
6	6.528722E+00	1.157532E+01	5.034984E-01	0.004
7	6.984942E+00	2.083833E+01	3.277823E-01	0.014
8	6.984942E+00	2.184502E+00	3.312813E-02	0.000
9	6.984942E+00	9.530113E-01	1.264420E-02	0.000
10	6.984942E+00	1.540347E+00	1.903621E-02	0.000
11	6.984942E+00	9.804590E-01	1.073107E-02	0.000
12	6.984942E+00	1.220607E+00	1.252954E-02	0.000
13	6.984942E+00	1.237064E+01	1.157193E-01	0.005
14	6.984942E+00	7.534316E+00	6.671454E-02	0.002
15	6.984942E+00	7.005897E+00	5.917462E-02	0.002

TOTAL MASS PARTICIPATION:				86.111%

Tabella 3.6: Frequenze e masse partecipanti dei modi di vibrare relativi alla struttura isolata soggetta a un sisma relativo allo SLV agente in direzione X

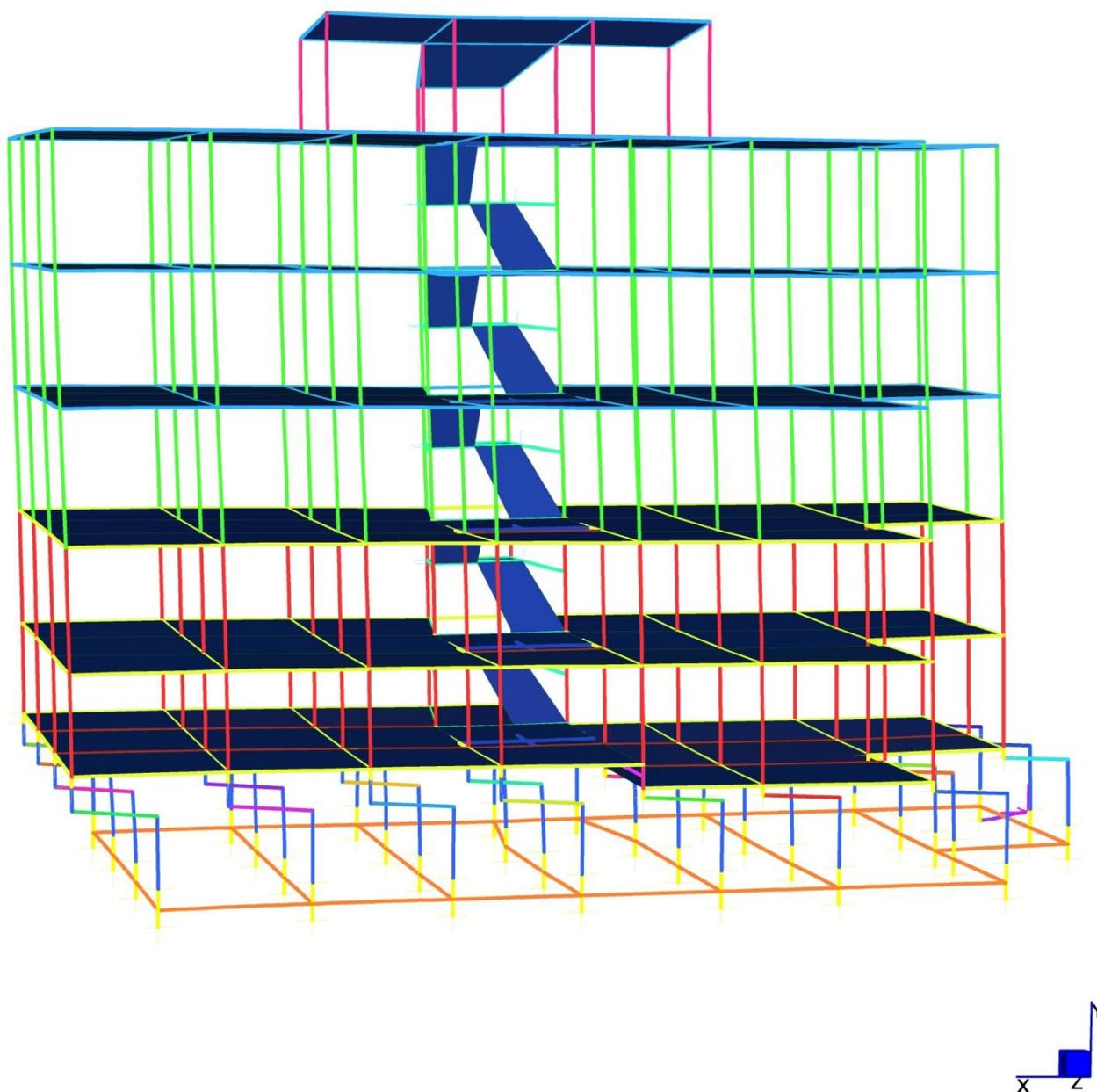


Figura 3.23: Deformazioni della struttura isolata per un sisma relativo allo SLV agente in direzione X

FINAL FREQUENCY RESULTS			
Mode	Eigenvalue	Frequency (rad/s)	Frequency (Hertz)
1	5.16673770E+00	2.27304591E+00	3.61766492E-01
2	5.31855219E+00	2.30619865E+00	3.67042914E-01
3	5.91554068E+00	2.43218845E+00	3.87094815E-01
4	8.72868276E+01	9.34274198E+00	1.48694357E+00
5	1.00883661E+02	1.00440859E+01	1.59856592E+00
6	1.50383065E+02	1.22630773E+01	1.95172937E+00
7	4.48198434E+02	2.11706975E+01	3.36942116E+00
8	4.65994638E+02	2.15869089E+01	3.43566326E+00
9	5.27985060E+02	2.29779255E+01	3.65705042E+00
10	5.71111681E+02	2.38979430E+01	3.80347576E+00
11	6.42523899E+02	2.53480551E+01	4.03426827E+00
12	6.80460662E+02	2.60856409E+01	4.15165870E+00
13	7.50729289E+02	2.73994396E+01	4.36075625E+00
14	7.91012632E+02	2.81249468E+01	4.47622430E+00
15	8.27482914E+02	2.87660027E+01	4.57825153E+00

Tabella 3.7: Risultati dell'analisi delle frequenze della struttura isolata soggetta a un sisma relativo allo SLV agente in direzione Z

EXCITATION FACTORS FOR CASE 2: "Elastico Z"				
Mode	Spectral Value	Excitation	Amplitude	Participation (%)
1	1.138725E+00	2.816788E+02	6.208071E+01	2.622
2	1.171433E+00	1.586690E+03	3.494749E+02	83.182
3	1.273677E+00	2.550747E+01	5.492020E+00	0.021
4	4.905482E+00	2.579270E+01	1.449539E+00	0.022
5	5.263205E+00	1.259014E+02	6.568409E+00	0.524
6	6.455648E+00	9.410985E+00	4.039950E-01	0.003
7	6.984942E+00	2.316980E+00	3.610894E-02	0.000
8	6.984942E+00	4.656555E-01	6.979859E-03	0.000
9	6.984942E+00	1.724775E+00	2.281779E-02	0.000
10	6.984942E+00	2.597314E+01	3.176627E-01	0.022
11	6.984942E+00	5.782259E+00	6.285952E-02	0.001
12	6.984942E+00	8.300762E+00	8.520748E-02	0.002
13	6.984942E+00	2.094394E+00	1.948668E-02	0.000
14	6.984942E+00	2.436556E+00	2.151572E-02	0.000
15	6.984942E+00	2.635207E+00	2.224429E-02	0.000

Tabella 3.8: Frequenze e masse partecipanti dei modi di vibrare relativi alla struttura isolata soggetta a un sisma relativo allo SLV agente in direzione X

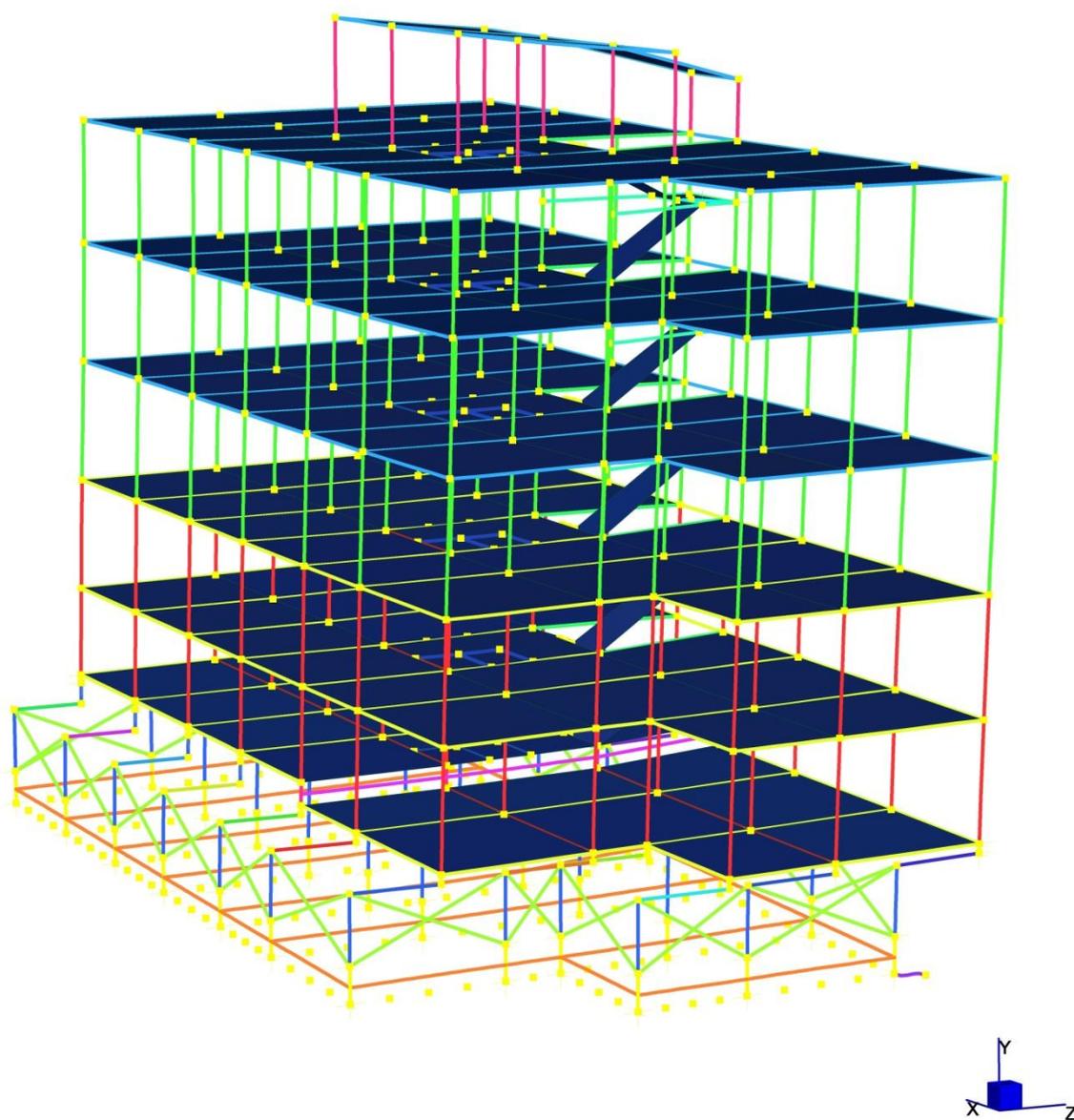


Figura 3.24: Deformazioni della struttura isolata per un sisma relativo allo SLV agente in direzione X

3.7 Sollecitazioni in struttura isolata

In questo paragrafo si illustra lo stato delle sollecitazioni a cui è sottoposta la struttura in conformazione isolata nel caso di sismi relativi allo SLV, agenti uno in direzione X e uno in direzione Z.

La struttura, come illustrato nel paragrafo 3.5, ha subito alcuni interventi strutturali, tra i quali l'aggiunta di un sistema di travatura alla base della sovrastruttura perpendicolare a quello già esistente, che comporta un forte aumento della rigidità di piano, e la demolizione dei puntoni laterali che collegano l'edificio al muro di sostegno.

Quest'ultimo intervento comporta, invece, una forte diminuzione di rigidità, che interessa particolarmente gli elementi del piano interrato.

È, perciò, interessante osservare come la sottostruttura venga sollecitata in modo assai differente rispetto alla condizione di edificio non isolato.

Se per la configurazione originale le azioni orizzontali erano assorbite prevalentemente dai puntoni laterali e, quindi, i pilastri non trasmettevano alle fondazioni sollecitazioni flettenti importanti, nella nuova configurazione, senza puntoni, anche le spinte orizzontali vengono trasmesse alle fondazioni tramite i pilastri. Il sistema d'isolamento sismico, però, consente di ridurre fortemente queste sollecitazioni che, comunque, in certi punti portano la sezione in campo plastico.

Inoltre, nella configurazione originale i pilastri del piano interrato si possono assimilare a travi a doppio incastro, mentre nella configurazione originale diventano travi a sbalzo, quindi con una rigidità notevolmente inferiore, e il momento trasmesso alla fondazione, a parità di spinta orizzontale, risulta superiore.

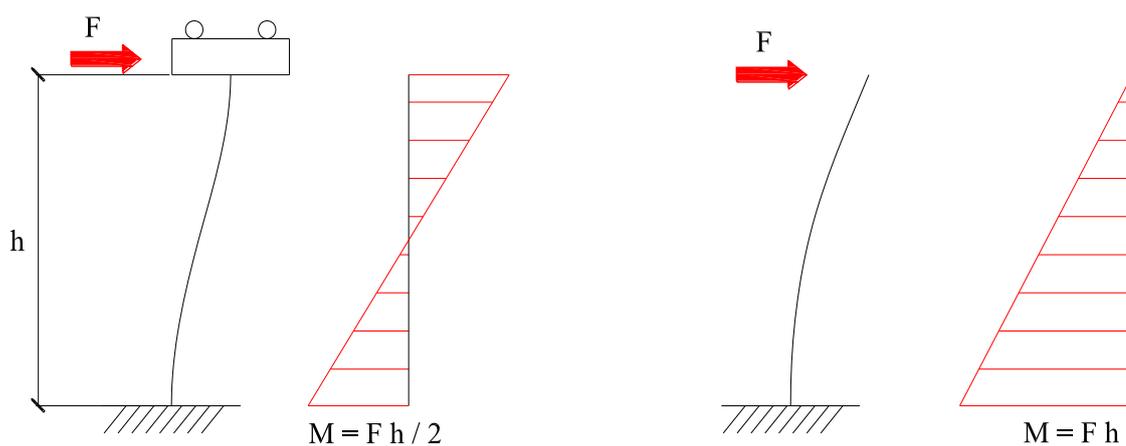


Figura 3.25: Schema statico pilastri di base

Le differenze maggiori si riscontrano in corrispondenza dei pilastri laterali, dove, naturalmente, la rigidità della trave rovescia è inferiore.

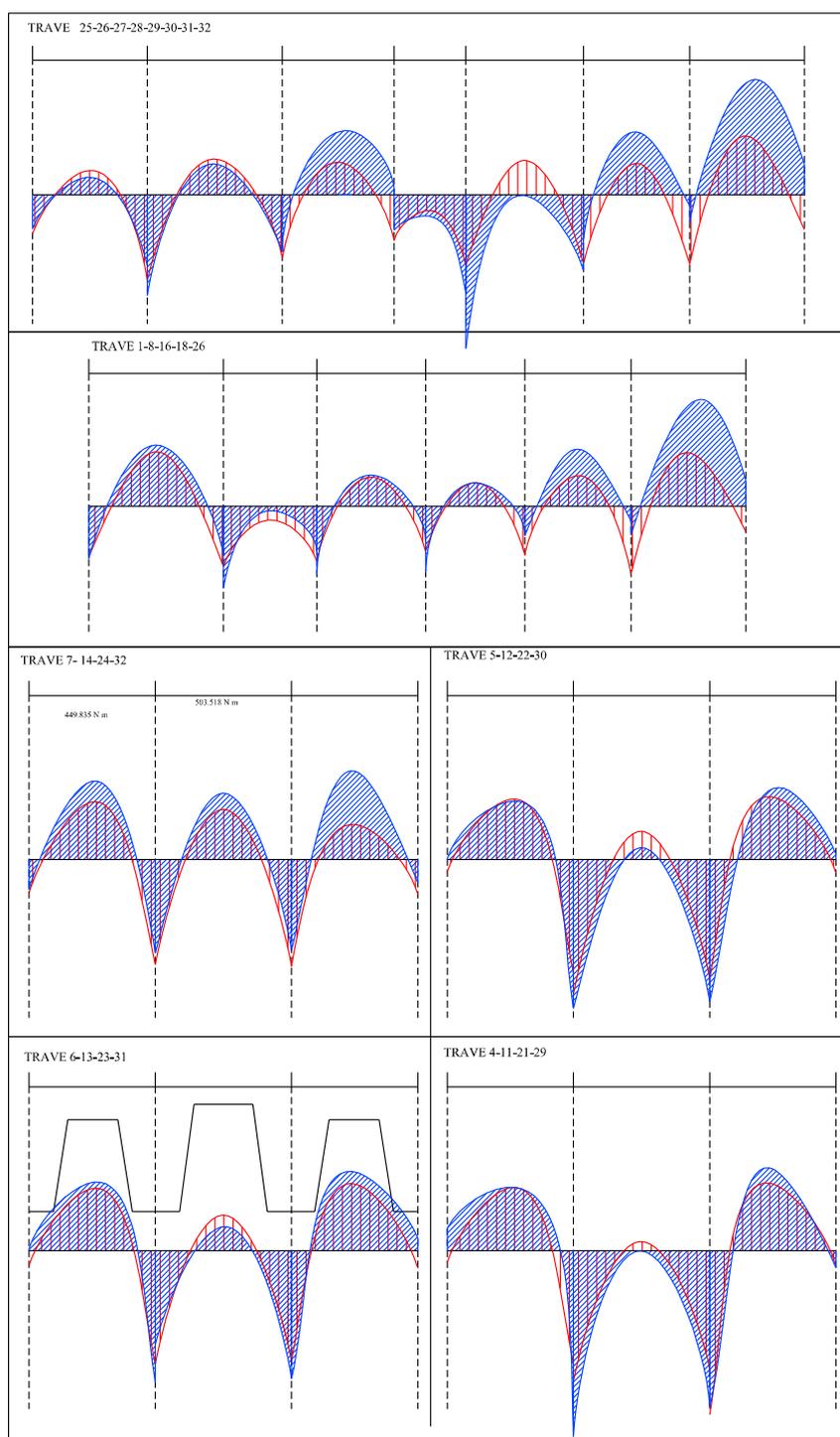


Figura 3.26: Confronto sollecitazione flettente tra configurazione non isolata (rosso) e isolata (blu) per sisma in direzione X nelle travi di fondazione

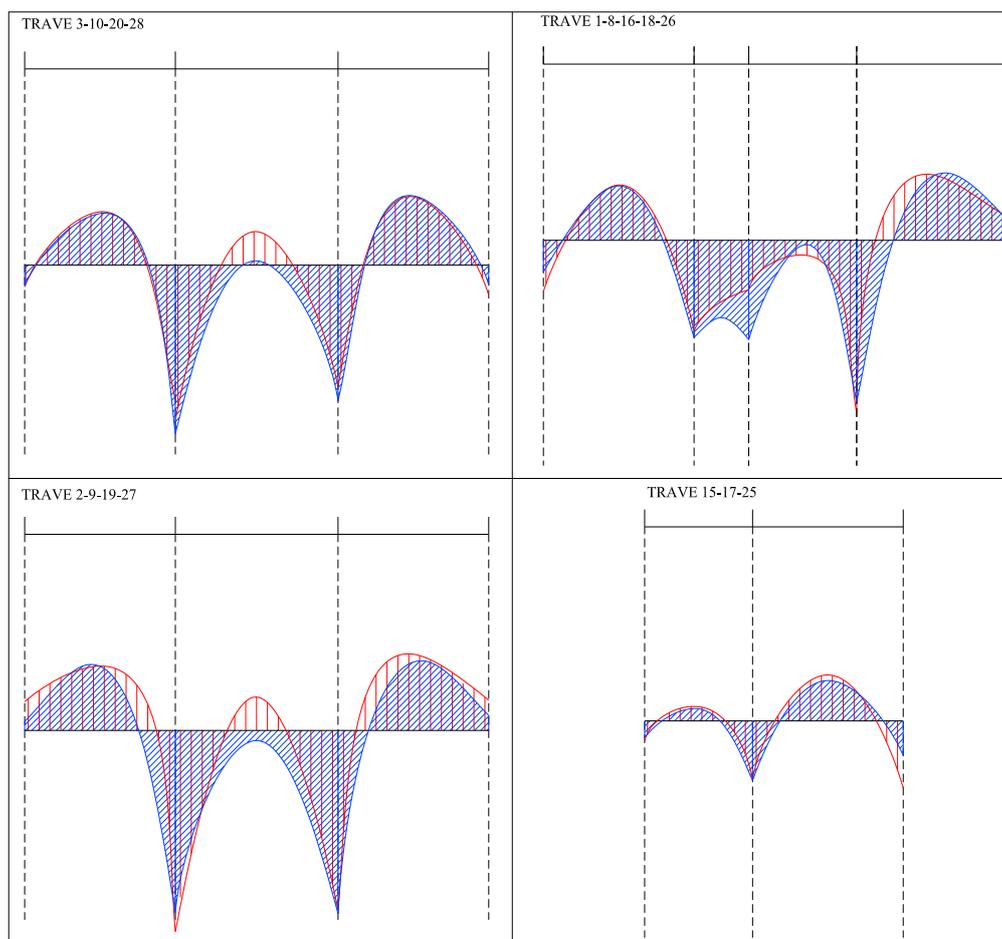


Figura 3.27: Confronto sollecitazione flettente tra configurazione non isolata (rosso) e isolata (blu) per sisma in direzione X nelle travi di fondazione

Per un sisma in direzione Z si hanno sollecitazioni particolarmente intense sui vertici delle travi rivolte nella stessa direzione:

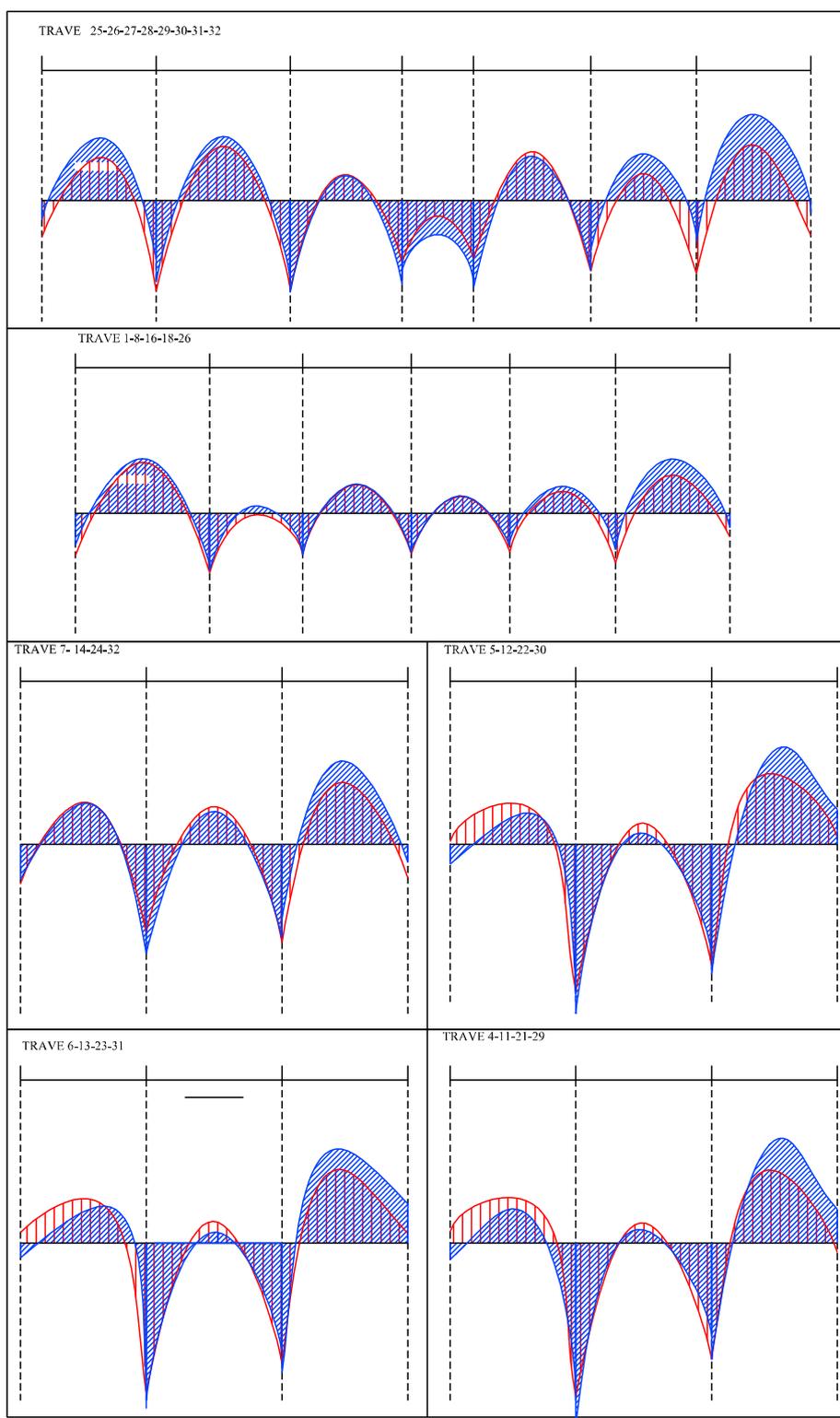


Figura 3.28: Confronto sollecitazione flettente tra configurazione non isolata (rosso) e isolata (blu) per sisma in direzione Z nelle travi di fondazione

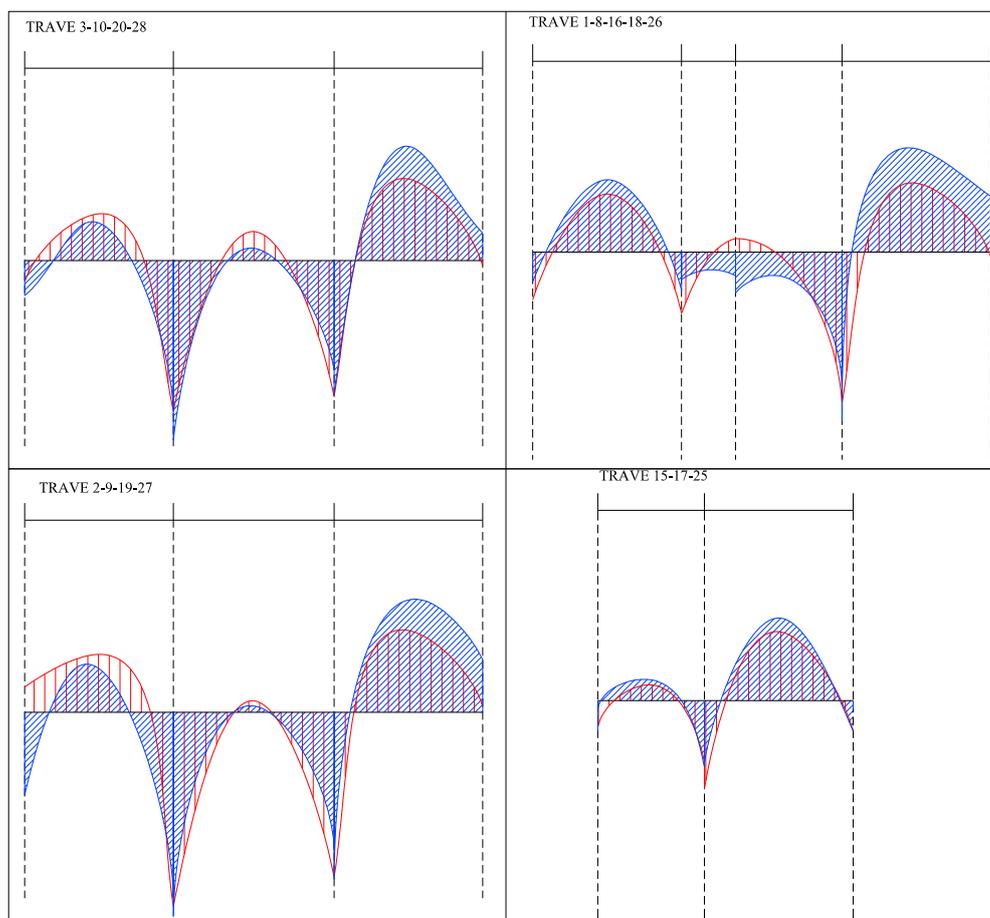


Figura 3.29: Confronto sollecitazione flettente tra configurazione non isolata (rosso) e isolata (blu) per sisma in direzione Z nelle travi di fondazione

Tutte le sollecitazioni taglianti sia sugli elementi travi che sui pilastri sono ampiamente verificati e i loro grafici non vengono riportati.

CAPITOLO IV

VERIFICHE STRUTTURALI

4.1 Principi generali per la verifica della struttura isolata

Come indicato dalla normativa vigente, il comportamento dell'intera struttura isolata soggetta a sollecitazione sismica relativa allo SLV deve appartenere al campo elastico.

Per quanto riguarda le verifiche agli stati limite d'esercizio, il livello di protezione richiesto per la sottostruttura e le fondazioni nei confronti dello SLD è da ritenere conseguito se sono soddisfatte le relative verifiche nei confronti dello SLV.

Per la sovrastruttura si deve controllare che gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi siano inferiori a 2/3 dei limiti indicati per lo SLD per strutture non isolate.

La condizione sulla deformazione mira a garantire che gli elementi costruttivi senza funzione strutturale (tamponamenti) non siano danneggiati.

Per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura, come nel caso in esame, tale condizione è garantita se gli spostamenti interpiano sono inferiori a

$$d_r < 0,005 h$$

con h altezza del piano.

Nel caso specifico della struttura analizzata, gli spostamenti interpiano risultano nettamente inferiori al limite suddetto.

4.2 Verifiche strutturali e dimensionamento armature nei nuovi elementi della sovrastruttura

Per quanto riguarda la sovrastruttura, è necessario verificare che le travi esistenti sopra l'interfaccia siano verificate e dimensionare le armature delle nuove travi aggiunte per garantire un comportamento rigido nel piano.

Come illustrato nelle figure seguenti, le verifiche sono positive:

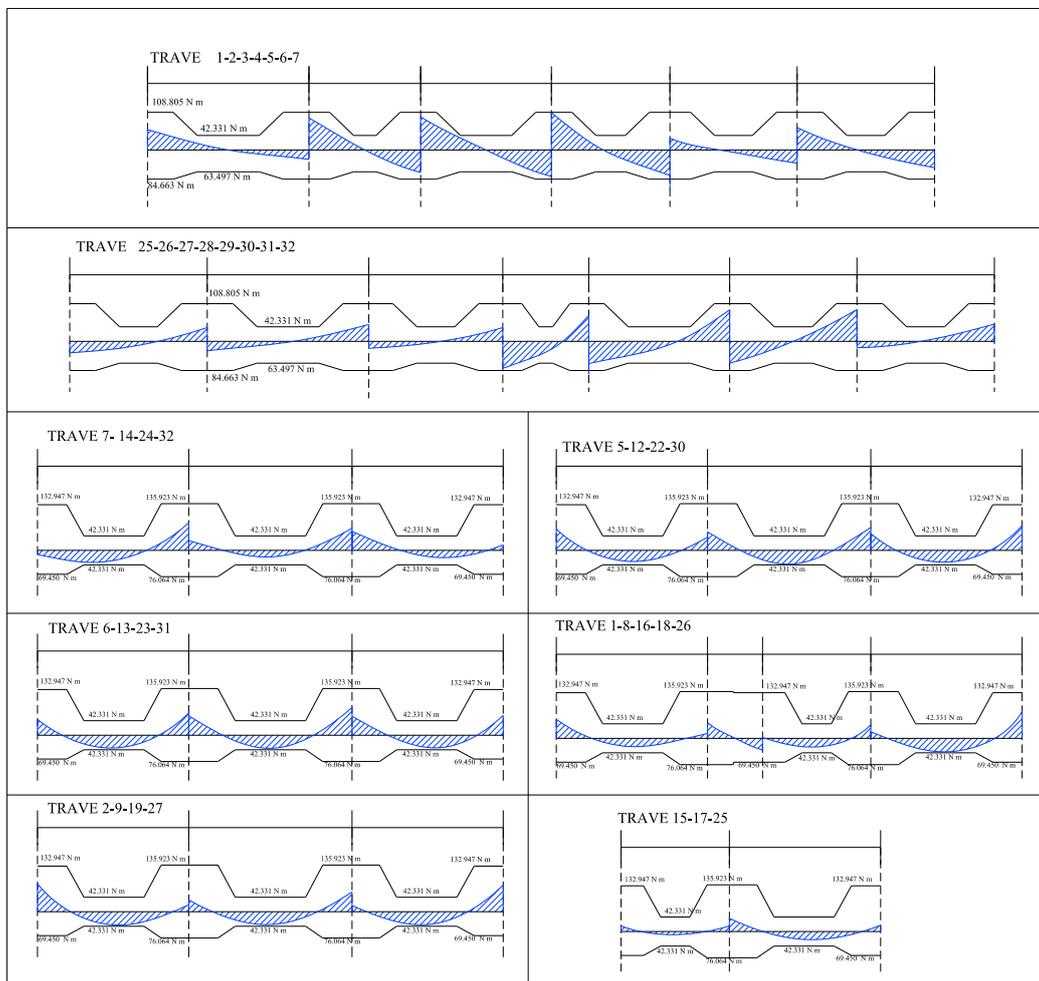


Figura 4.1: Sollecitazioni travi piano terra sisma direzione X

L'armatura necessaria risulta essere 4 Φ 20 cm sia all'estradosso sia all'intradosso, con una staffatura Φ 10 /20 cm su tutta la trave, tranne nelle zone critiche (1 volta l'altezza della sezione della trave, misurata a partire dalla faccia del nodo trave-pilastro), dove viene posta con un passo di 10 cm.

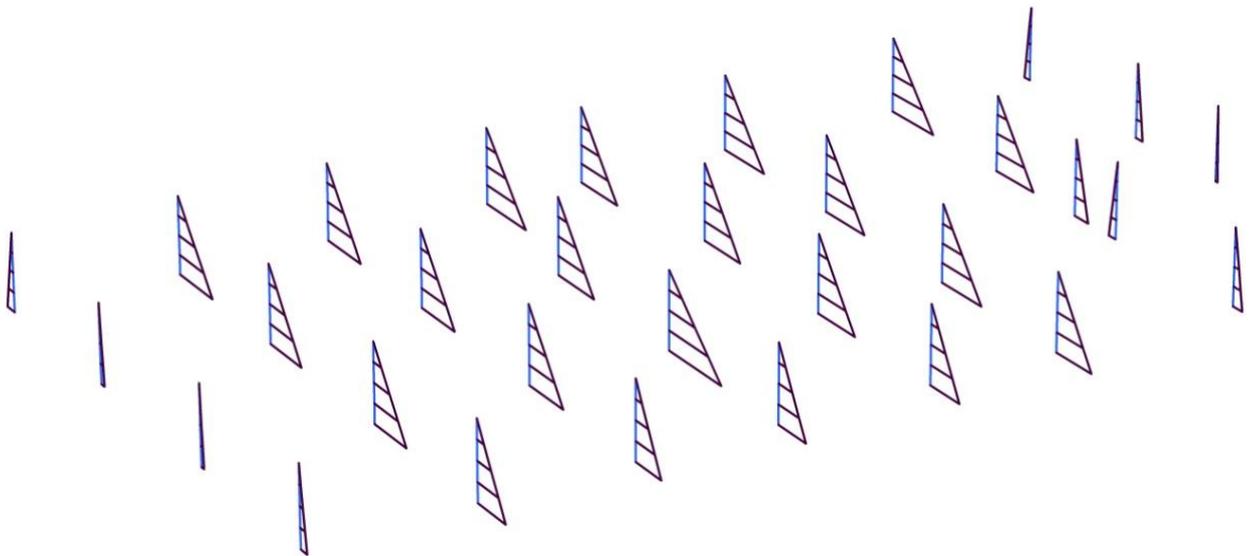
Le travi che sorreggono il vano ascensore vengono armate con 4 Φ 18 sia all'intradosso sia all'estradosso e con una armatura trasversale Φ 10 / 10 cm su tutta la lunghezza ad eccezione delle zone critiche (30 cm), che vengono armate con staffe di ugual diametro ma passo 5 cm.

4.3 Verifiche strutturali sottostruttura

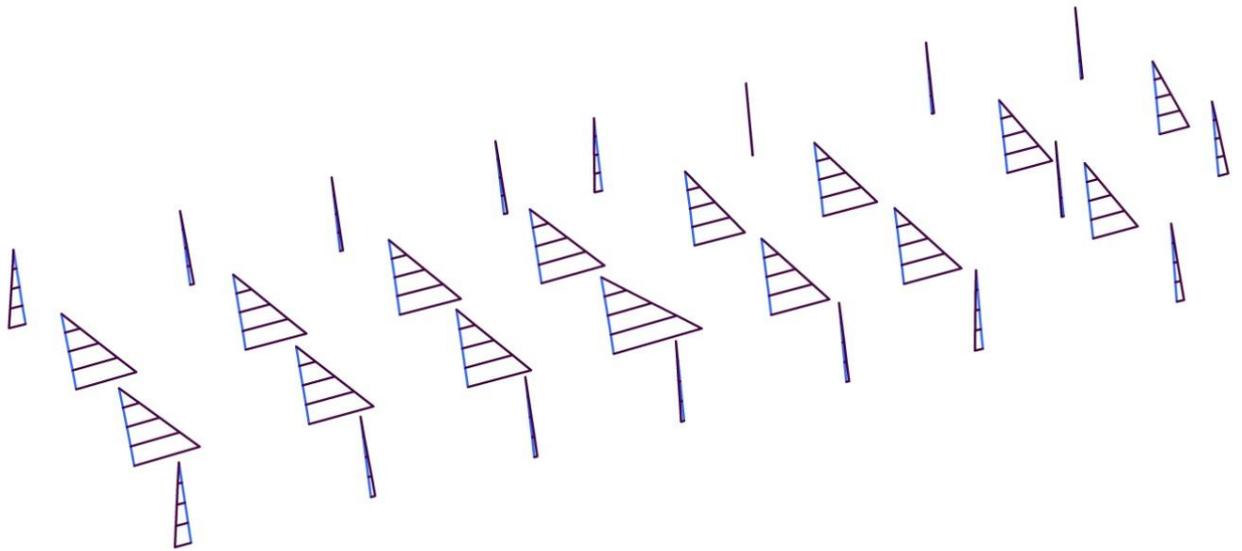
La parte soggetta alla modifica più rilevante del sistema resistente, per i motivi illustrati nel capitolo precedente, è la sottostruttura, poiché la presenza degli isolatori porta ad una forte riduzione della rigidezza complessiva; non vengono infatti più trasferite le sollecitazioni flettenti, ma solo quelle assiali e quota parte di quelle taglianti.

I pilastri, quindi, possono essere assimilati a travi a sbalzo.

I diagrammi del momento flettente dovuti alla sollecitazione sismica risultano pertanto come in figura



4.3: Diagramma momento flettente pilastri sottostruttura per sisma direzione Z



4.4: Diagramma momento flettente pilastri sottostruttura per sisma direzione Z

La verifica a pressoflessione dei pilastri mostra che alcuni pilastri entrano in campo plastico per sismi relativi al SLV, in disaccordo con quanto richiede la normativa.

I pilastri non verificati sono evidenziati in figura

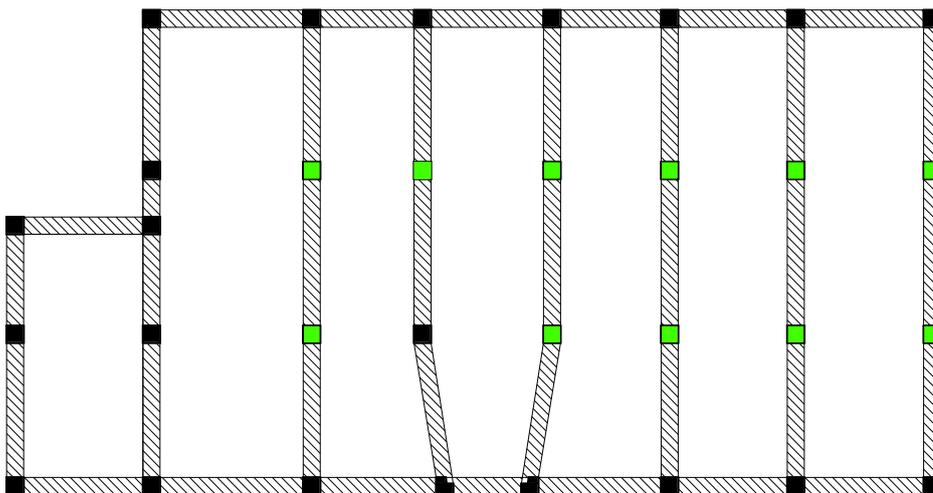


Figura 4.5: Pilastrini della sottostruttura non verificati per sismi in direzione X

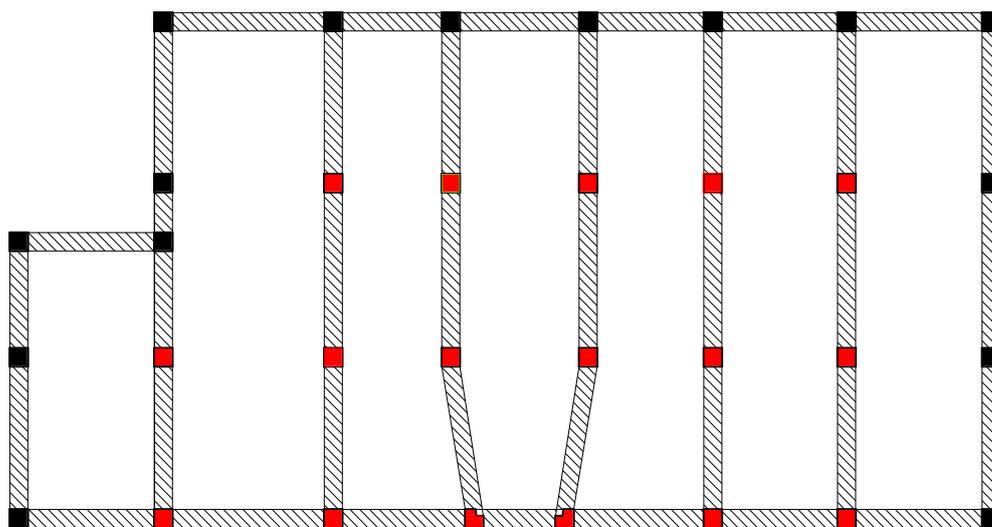


Figura 4.6: Pilastri della sottostruttura non verificati per sismi in direzione Z

Anche le fondazioni non rispettano le direttive della normativa, avendo sezioni plasticizzate:

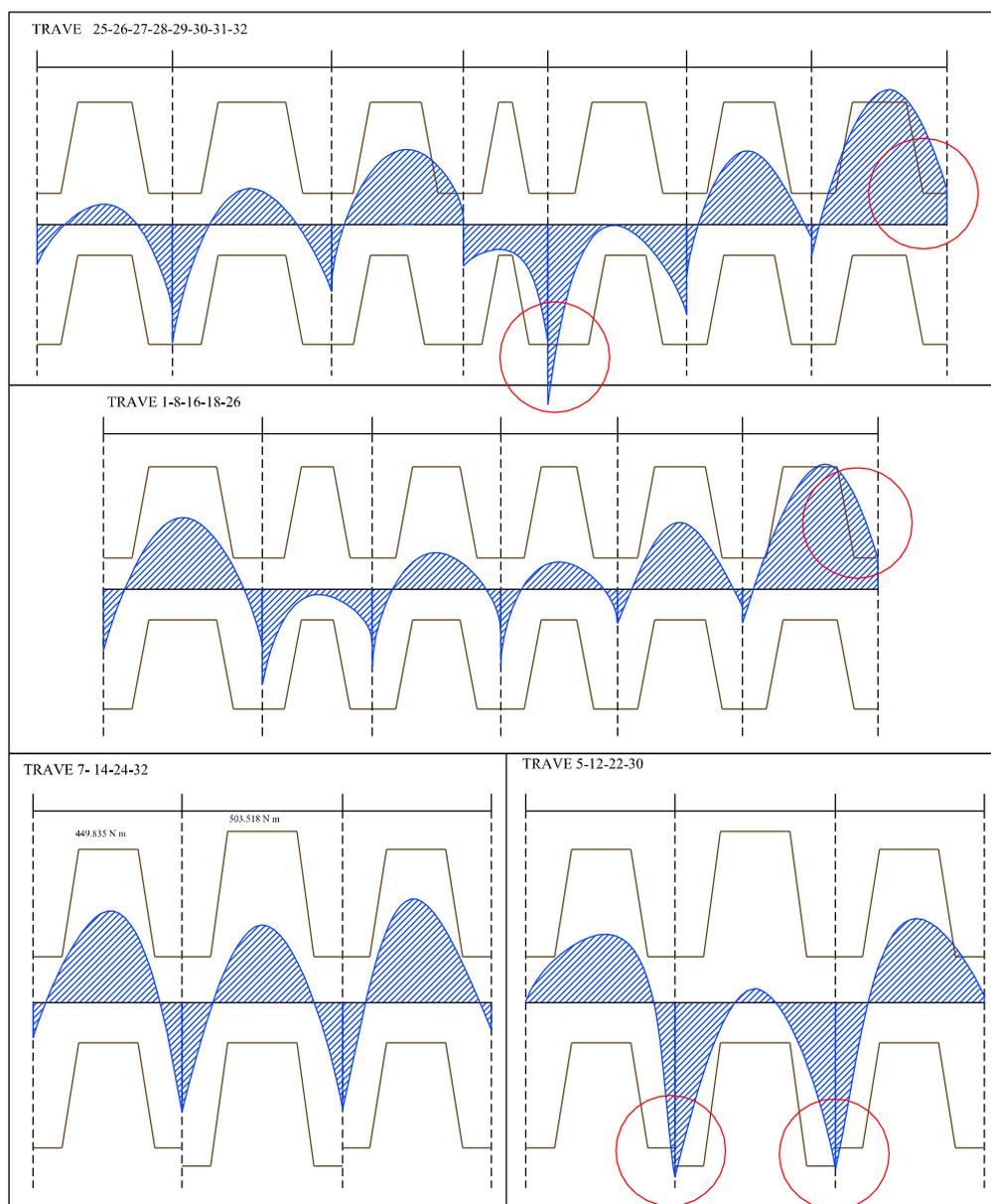


Figura 4.7: Diagrammi momento flettente travi di fondazione soggette a sisma direzione X

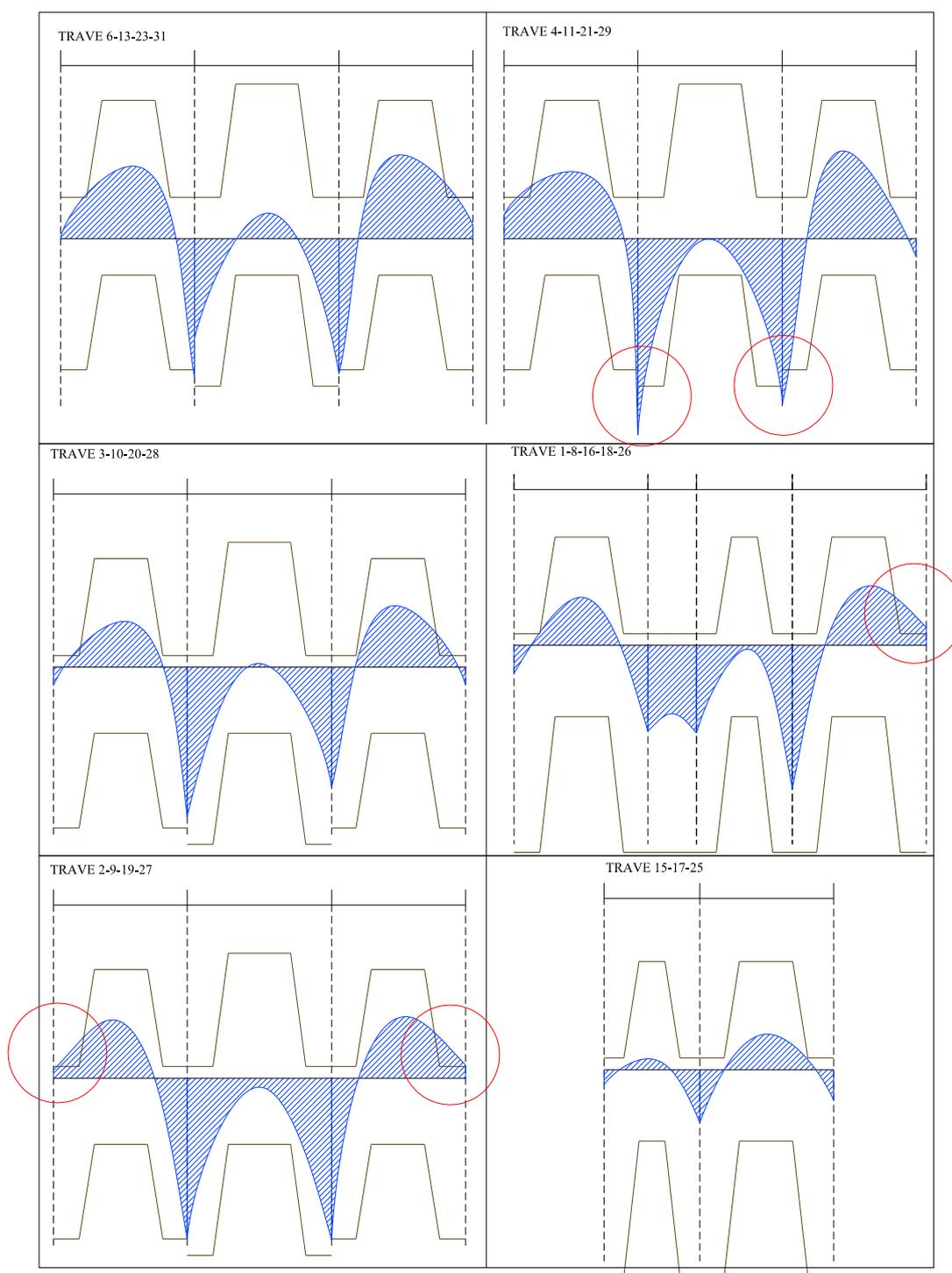


Figura 4.8: Diagrammi momento flettente travi di fondazione soggette a sisma direzione X

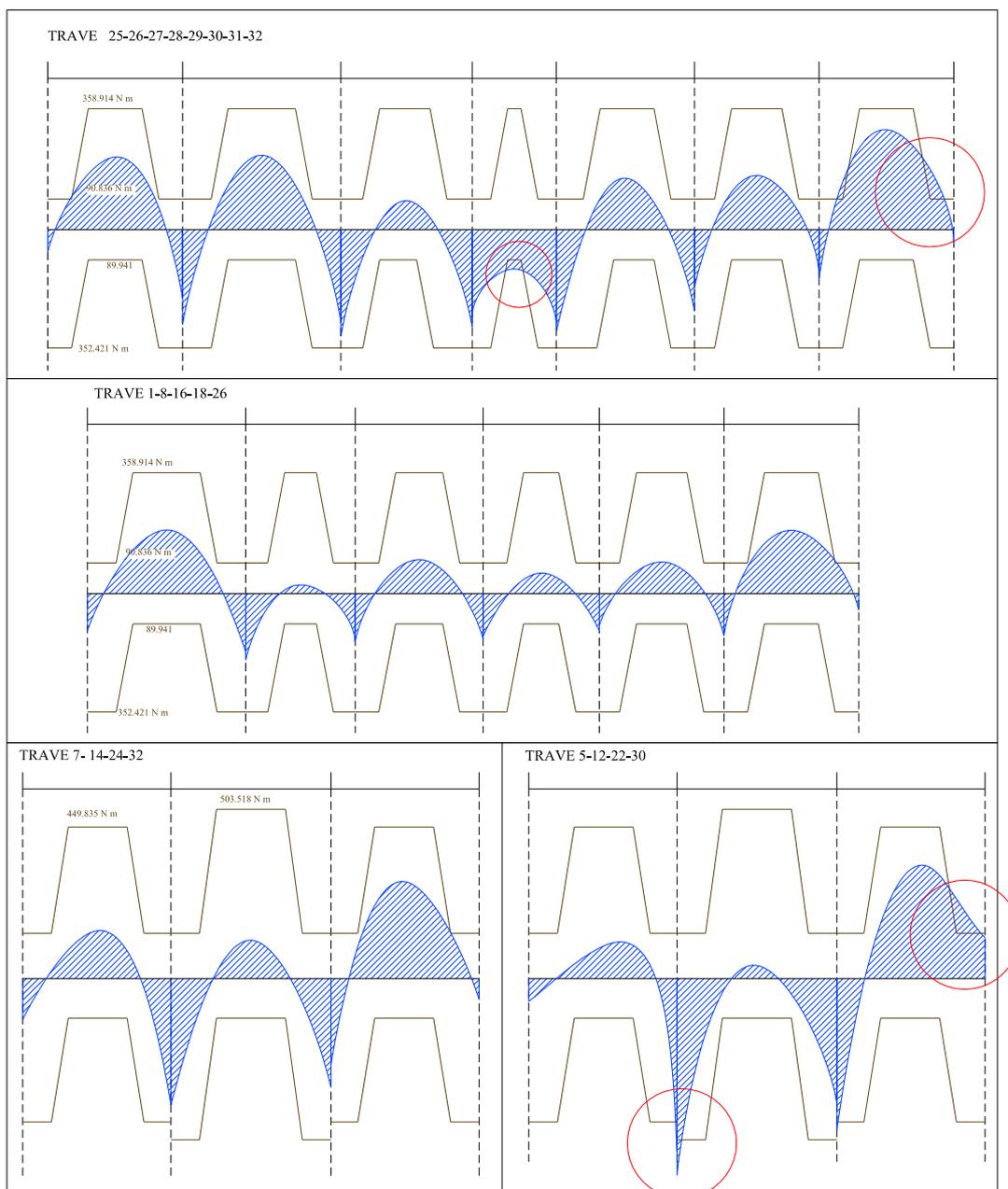


Figura 4.9: Diagrammi momento flettente travi di fondazione soggette a sisma direzione Z

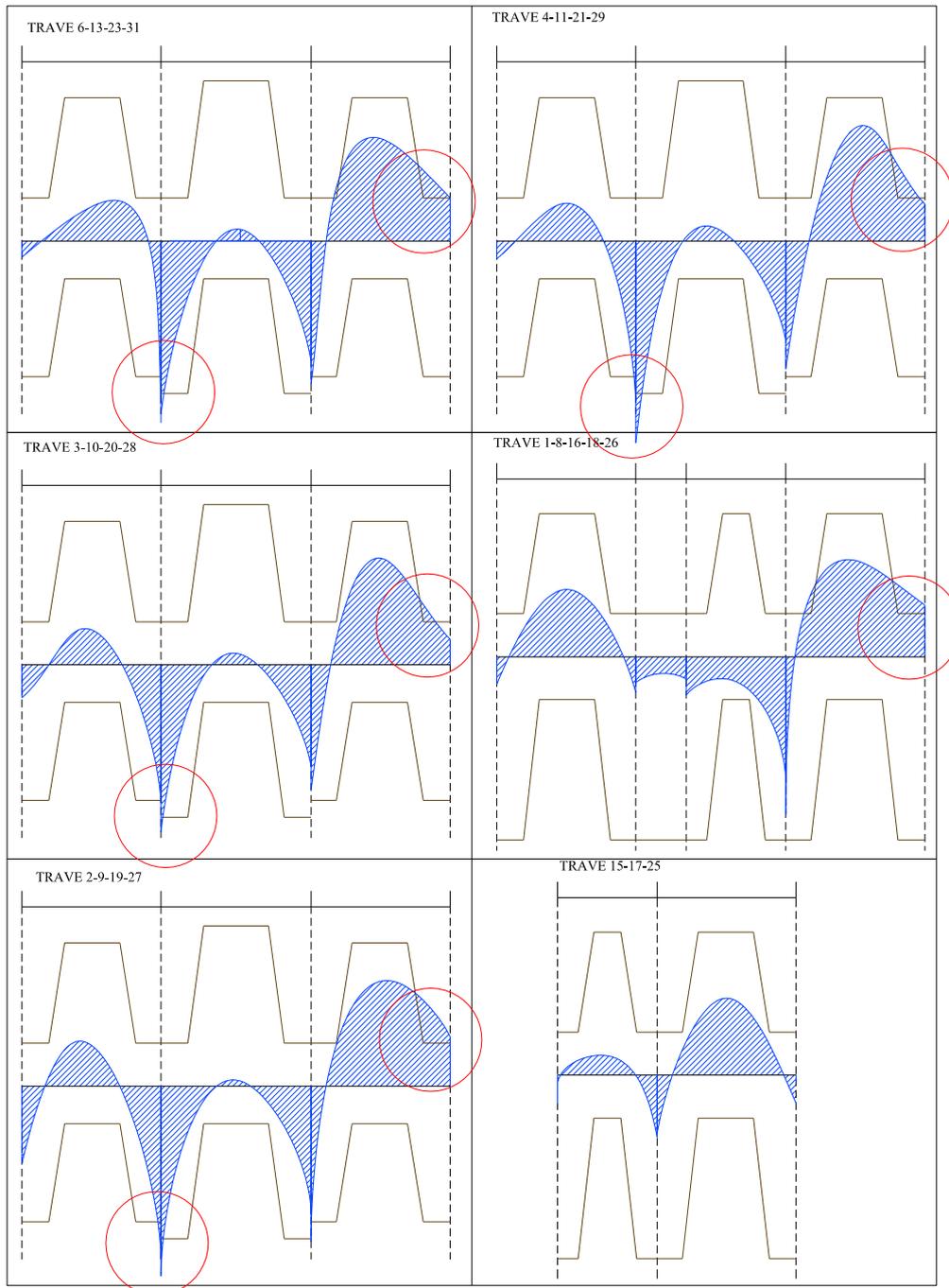


Figura 4.10: Diagrammi momento flettente travi di fondazione soggette a sisma direzione Z

Dalle verifiche risulta necessario intervenire sulla sottostruttura aumentando la rigidezza la resistenza sia delle fondazioni sia dei pilastri.

CAPITOLO V

INTERVENTI DI RINFORZO STRUTTURALE

5.1 Criteri di progettazione dei rinforzi

Le verifiche strutturali illustrate nel capitolo precedente hanno messo in luce l'inadeguatezza degli elementi della sottostruttura.

La maggior parte degli elementi entra in campo plastico, se sollecitata da sismi relativi allo SLV, in disaccordo con la normativa che richiede la permanenza in campo elastico, in particolare per le opere di fondazione.

È quindi necessario progettare un intervento di rinforzo della struttura esistente.

L'intervento si articola in 3 diverse opere:

- Elementi di collegamento tra travi rovesce;
- Rinforzo travi rovesce;
- Calastrellatura pilastri sottostruttura.

Si creano prima le travi di collegamento, poi le calastrellature ed infine il rinforzo delle travi.

5.2 Elementi di collegamento travi rovesce

In corrispondenza dei pilastri si creano delle travi che completano la maglia delle fondazioni (vedi figura 5.1)

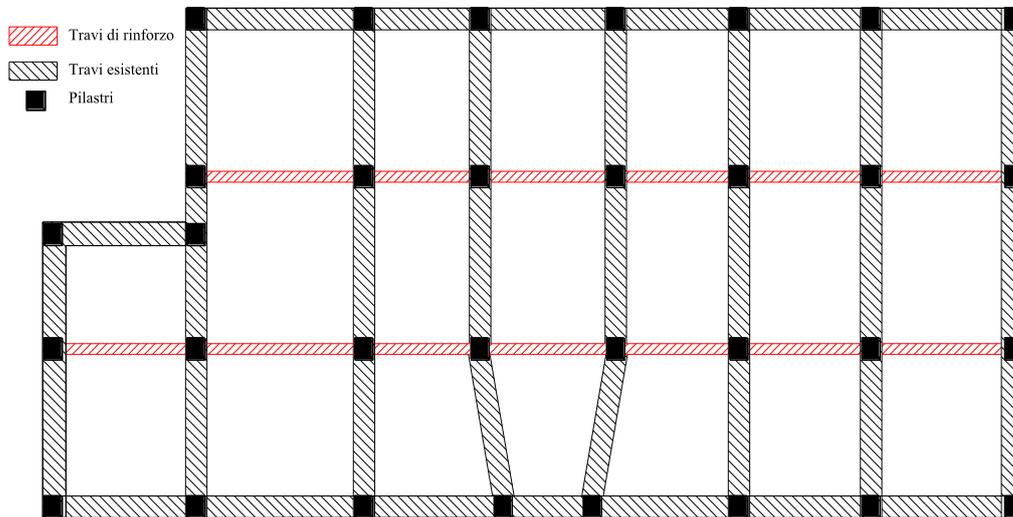


Figura 5.1: Pianta nuova configurazione strutturale delle fondazioni

Le nuove travi sono di sezione 50 x 30 cm e posizionate a filo con quelle esistenti.

Per rendere solidali le nuove travi con quelle esistenti, si inseriscono dei ferri passanti perpendicolarmente alle travi rovesce che vanno affondati nelle nuove travi.

La dimensione dei ferri passanti deve essere uguale alla dimensione dell'armatura longitudinale della trave e l'ancoraggio di tali barre deve essere idoneo.

Inserendo i nuovi elementi nel modello del programma di calcolo si ottengono le seguenti sollecitazioni flettenti e taglianti:

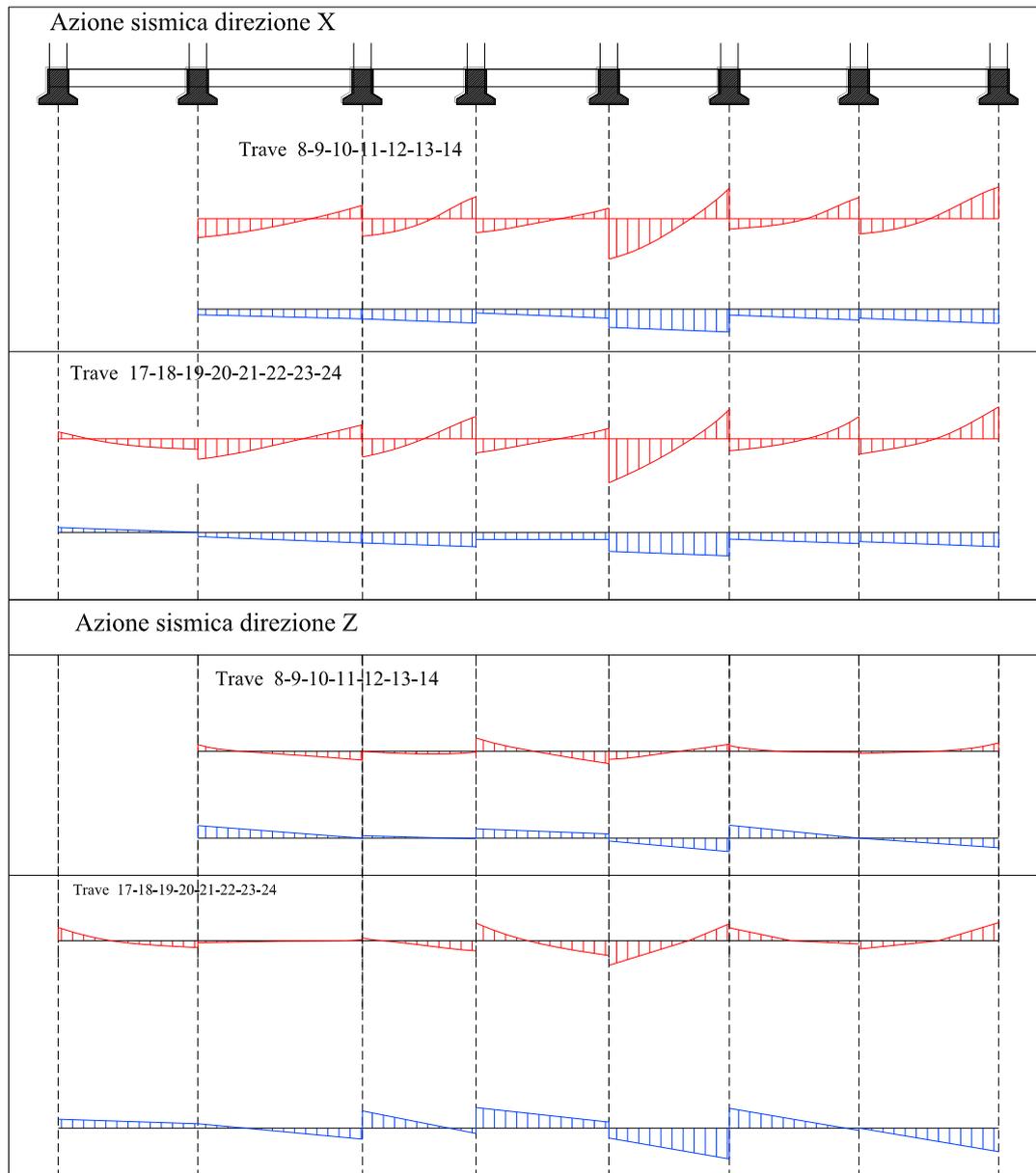


Figura 5.2: Sollecitazioni flettenti e taglianti nelle travi di collegamento

Come è possibile osservare nella figura 5.2, i valori massimi del momento sono:

124.000,00 N m

91.000,00 N m

Per il taglio si ha il seguente valore massimo

67.000,00 N

Con questi valori si è proceduto a un dimensionamento che consentisse all'elemento di rimanere in campo elastico.

Si sono quindi armate le travi con 4 Φ 18 sia all'estradosso, sia all'intradosso.

Le armature trasversali sono Φ 10 / 15 cm su tutta la lunghezza, ad eccezione della zona critica, di lunghezza 50 cm, in cui sono armate con medesimi ferri ma passo 10 cm.

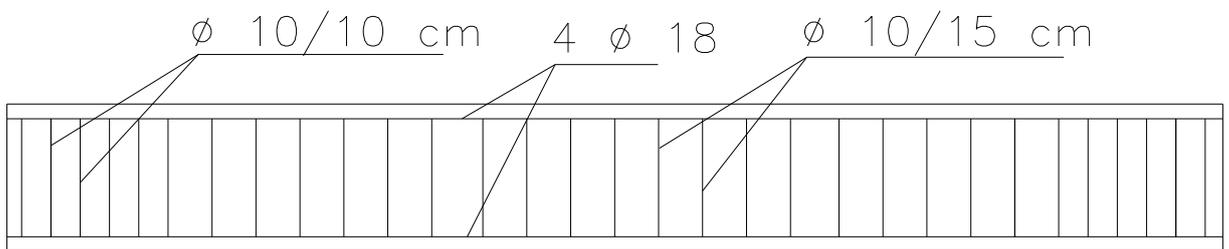


Figura 5.3: Armatura trave di collegamento

5.3: Rinforzo travi rovesce

Le travi rovesce non sono verificate in diversi punti.

I rinforzi studiati sono costituiti dall'aumento dell'altezza utile della trave tramite l'aggiunta di 10 cm di calcestruzzo armato. Oltre a ciò, con la ulteriore funzione di cassetta per il getto del cls, si pongono 2 travi in acciaio di tipo UPN 100 x 50 x 6 mm.

Per garantire che i due strati di calcestruzzo lavorino insieme si inserisce su tutta la parte superiore della trave rovescia una *piolatura*.

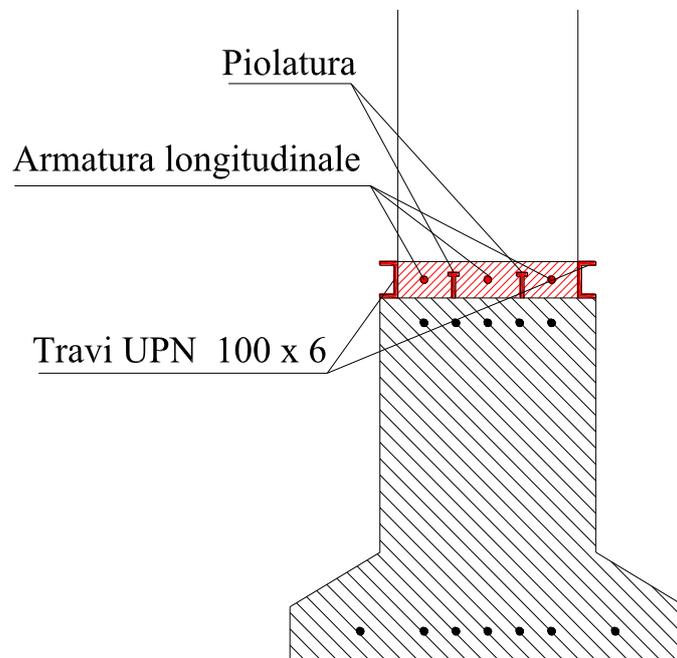


Figura 5.4: Sezione trave rovescia più rinforzo

In presenza dei pilastri la travatura longitudinale si accompagna ad un'altra perpendicolare, costituita da una trave di stessa sezione posta in aderenza al pilastro.

Per facilitare il montaggio si progettano 4 elementi costituiti da spezzoni di travi saldate perpendicolarmente, di dimensioni tali che unite aderiscano al pilastro.

L'unione viene effettuata con bullonatura idonea, grazie a piastre saldate ai vertici delle travi.

L'armatura superiore, posta all'interno del nuovo getto, ha una funzione strutturale trascurabile, in considerazione dell'enorme contributo dato dalle barre in acciaio, ma serve comunque a far lavorare il calcestruzzo in maniera omogenea.

La sezione ora risulta ampiamente verificata, come dimostrano le figure seguenti:

Modifica delle fondazioni di edifici esistenti per l'inserimento di isolatori sismici

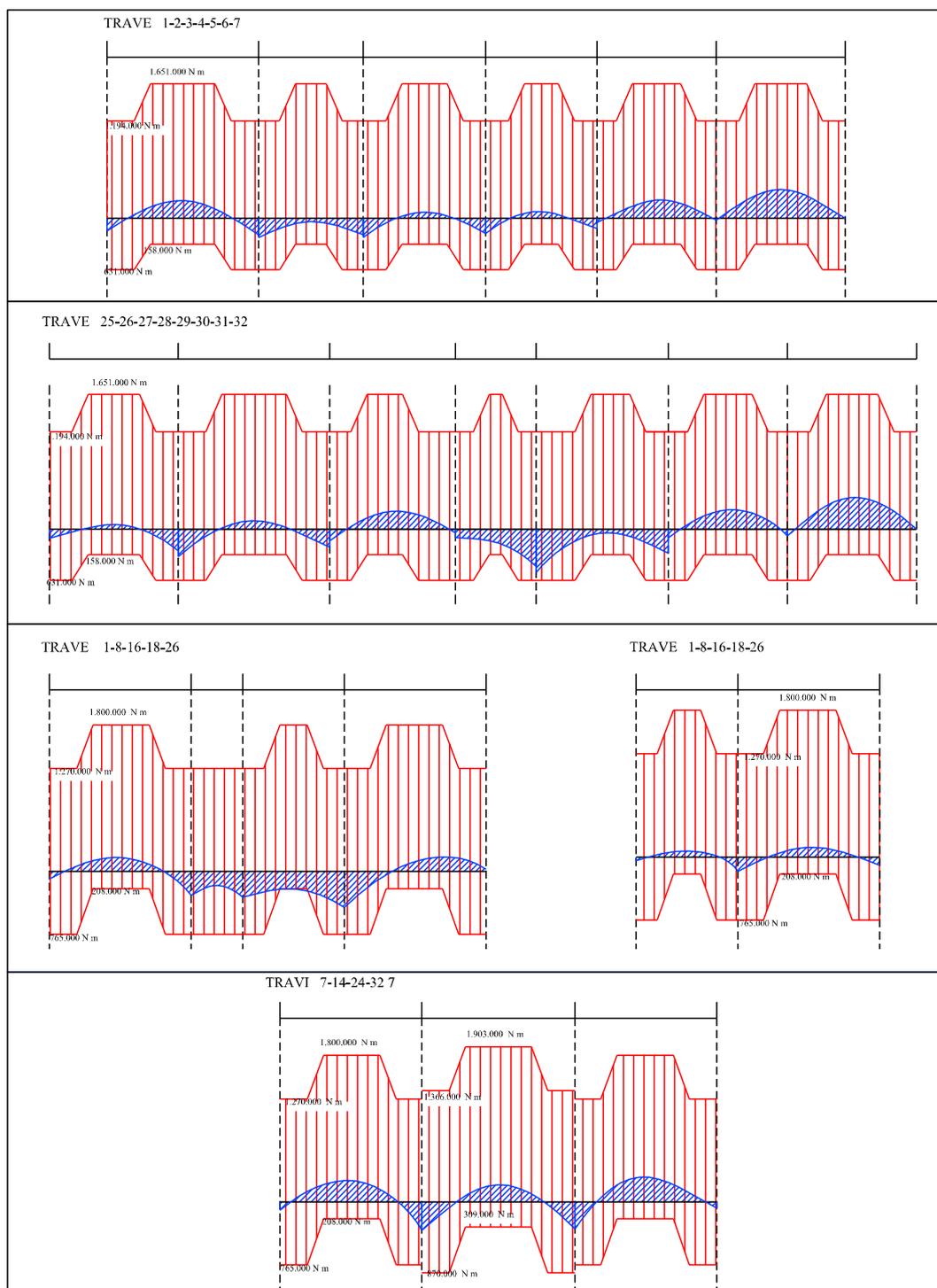


Figura 5.5: Resistenze e sollecitazioni sulle travi di fondazione per un sisma in direzione X

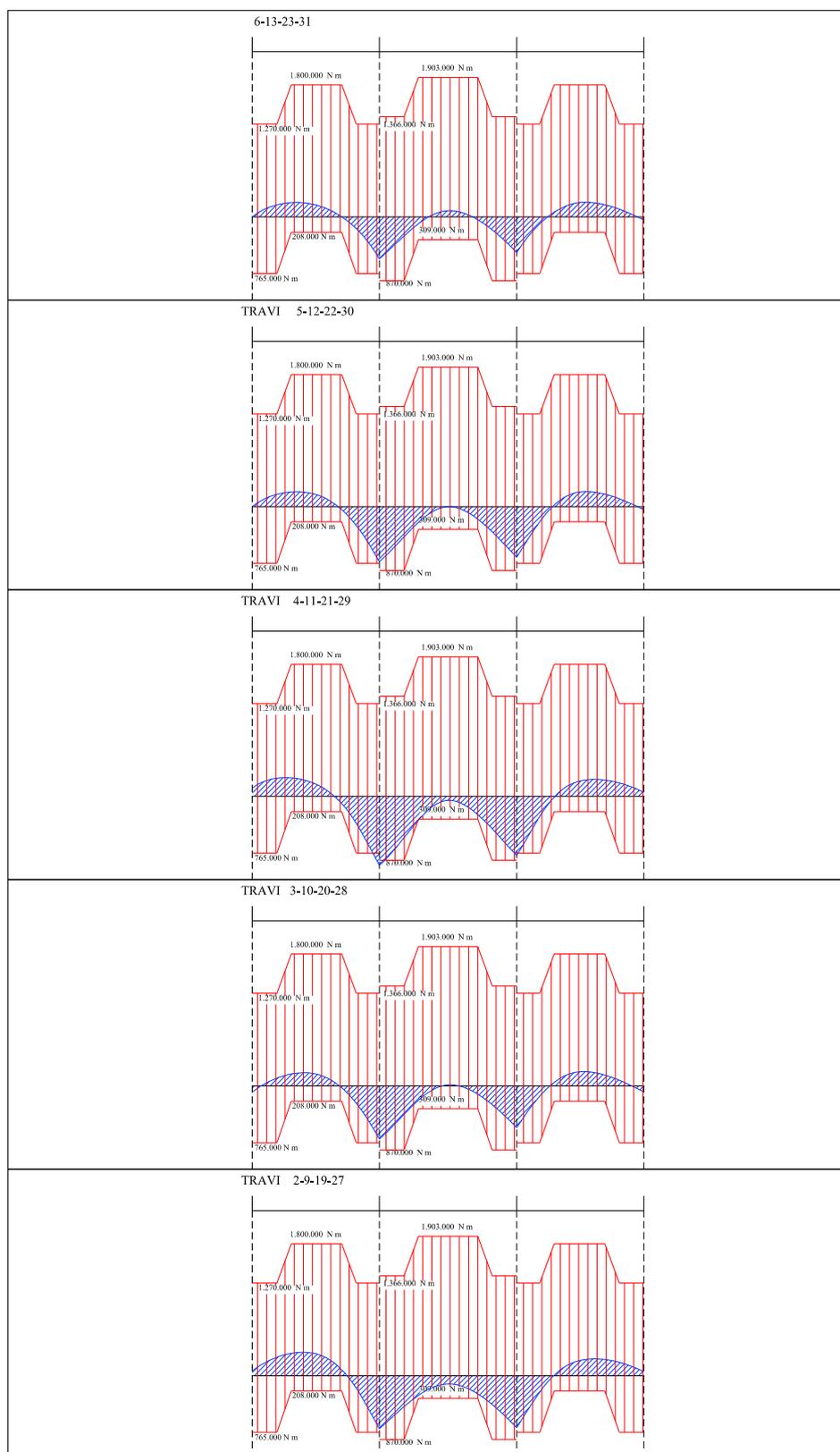


Figura 5.6: Figura 5.: Resistenze e sollecitazioni sulle travi di fondazione per un sisma in direzione X

Modifica delle fondazioni di edifici esistenti per l'inserimento di isolatori sismici

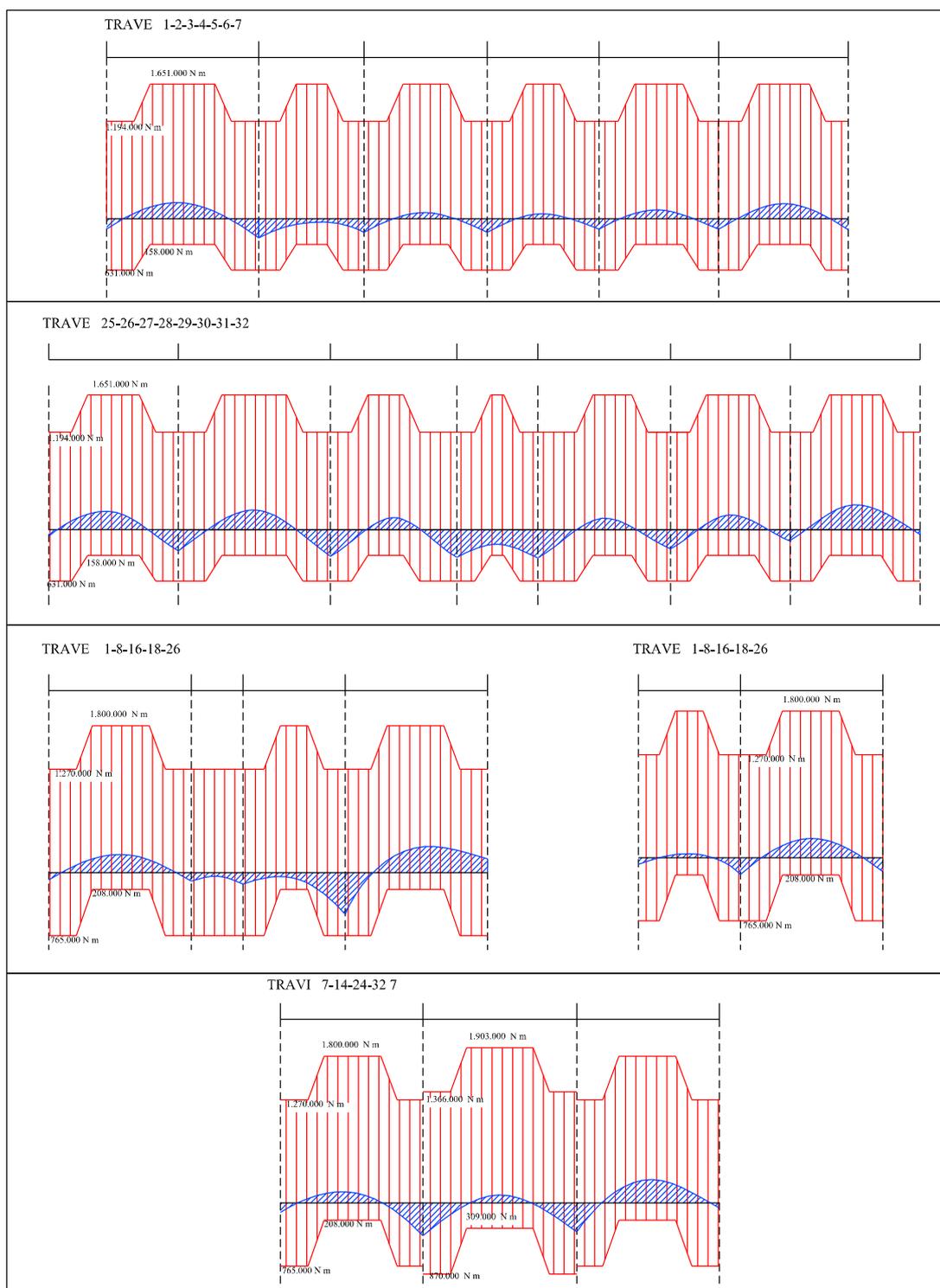


Figura 5.7: Figura 5.: Resistenze e sollecitazioni sulle travi di fondazione per un sisma in direzione X

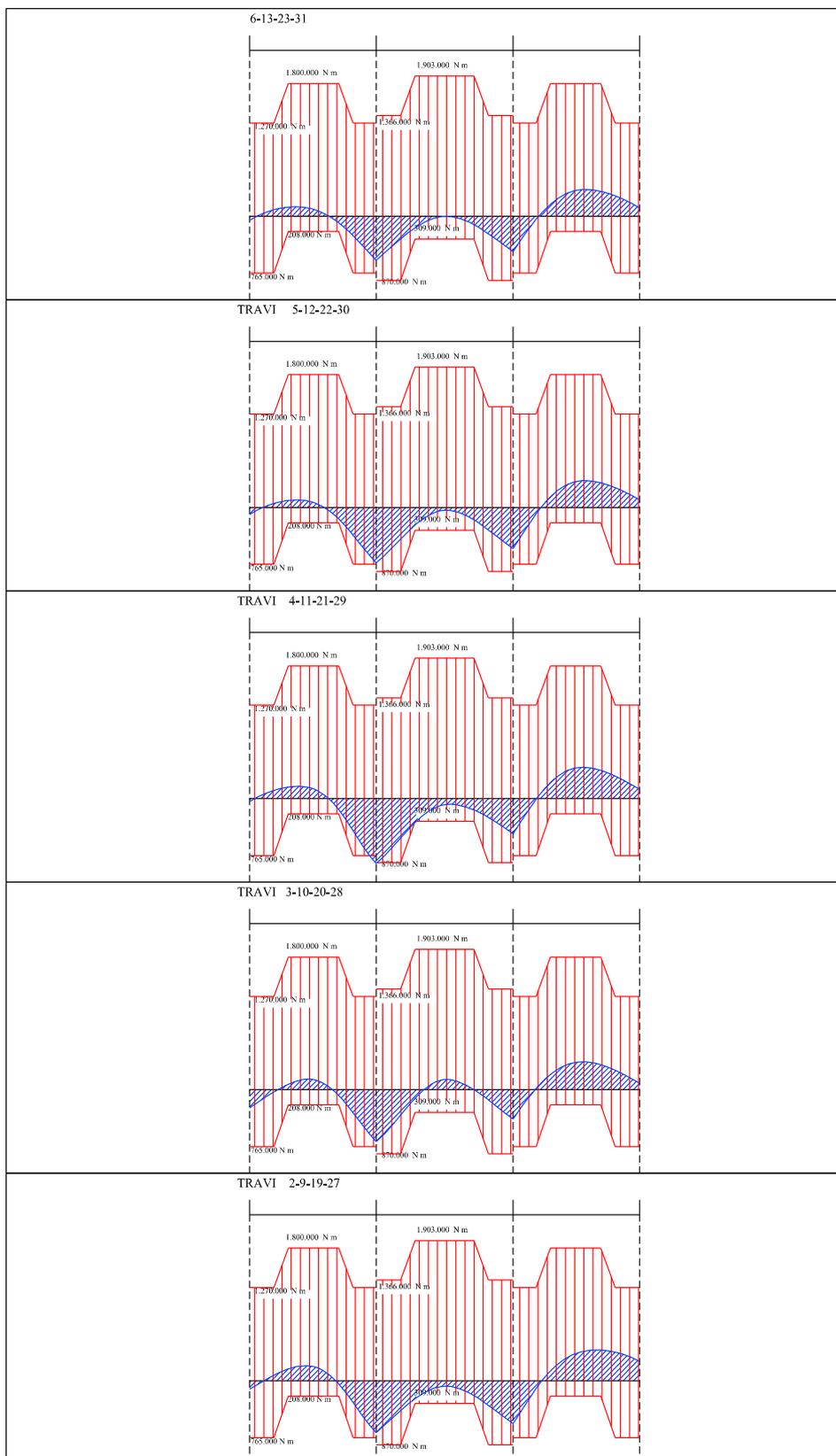


Figura 5.8: Figura 5.: Resistenze e sollecitazioni sulle travi di fondazione per un sisma in direzione X

5.4 Rinforzo pilastri

La cerchiatura dei pilastri si esegue ponendo delle travi angolari in acciaio di dimensioni 80 x 80 x 8 mm.

Gli angolari vengono uniti tramite calastrelli costituita da piastre di stesso spessore (8 mm), larghezza 10 cm e interasse 40 cm.

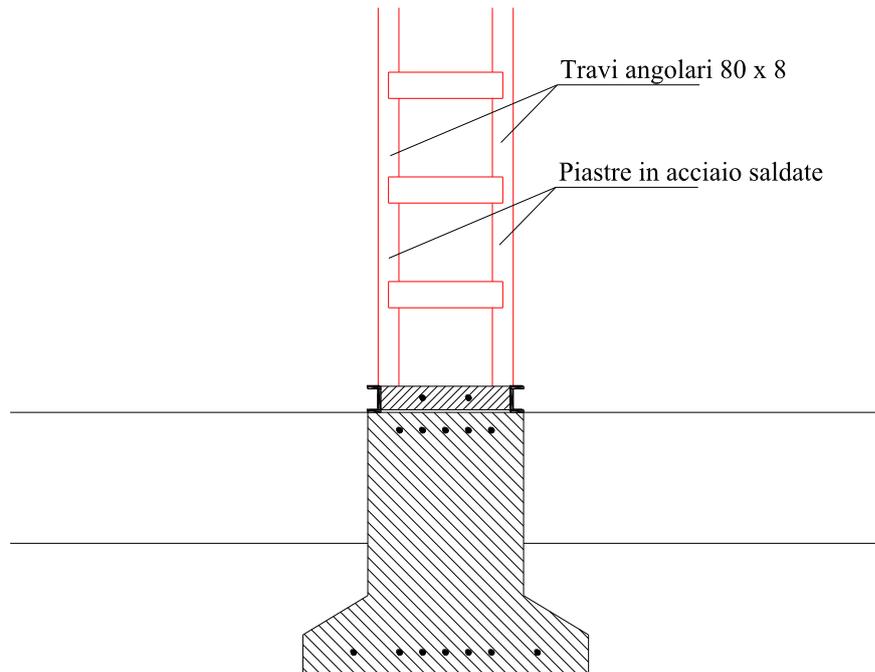


Figura5.9: Rinforzi pilastri sottostruttura

Gli angolari sono poi uniti con le travi UPN tramite saldatura.

Il nodo tra il pilastro e la fondazione è compiuto tramite la creazione di pezzi speciali, formati da travi UPN, tali da poter essere imbullonate e aderire alla base del pilastro (vedi figura 5.10)

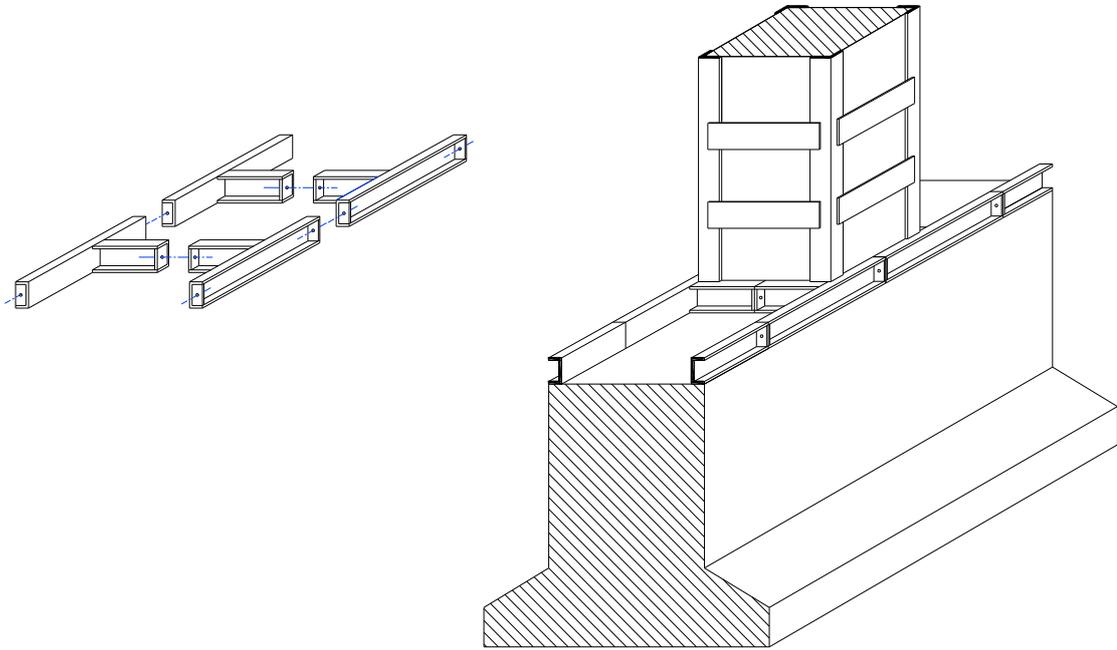


Figura 5.10: dettagli costruttivo nodo pilastro fondazione

Grazie a questo rinforzo strutturale, tutti i pilastri risultano verificati.

Ciò significa che, anche se soggetti a forze derivanti da sismi relativi allo SLV, questi rimarranno in campo elastico.

Con gli interventi strutturali studiati è stato possibile garantire la resistenza degli elementi dell'edificio isolato rispetto alle sollecitazioni derivanti da un sisma relativo allo Stato limite di Salvaguardia della Vita.

La struttura è quindi in grado di resistere a tali sismi senza subire danneggiamenti importanti poiché non deve più ricorrere alle risorse duttili ma rimane in campo elastico; le deformazioni infrapiano, che comportano i danneggiamenti degli elementi non strutturali di tamponamento, diminuiscono notevolmente col vantaggio di una maggior sicurezza delle persone e un risparmio economico di riparazione dei danni.

Gli interventi studiati garantiscono inoltre la piena fruibilità di tutti i locali dell'edificio, come nella configurazione originale, anche nella sottostruttura dove sono presenti le cantine poiché sono stati studiati in modo da occupare spazi all'interno dei solai, o sotto il pavimento del piano interrato.

CAPITOLO VI

DETTAGLI TECNICO – ARCHITETTONICI

6.1: Interventi interni

Per garantire tutti i servizi già presenti e la completa agibilità dell'edificio, oltre alla possibilità di oscillare liberamente nel caso di azione sismica, è necessario prevedere alcuni dettagli tecnici architettonici.

In questo senso si è agito per consentire all'ascensore di poter continuare a servire anche il piano interrato. In caso di sisma, infatti, grazie alla presenza degli isolatori, si crea uno spostamento interpiano di diversi centimetri che, in caso di mancato intervento, andrebbe a danneggiare sia il vano ascensore sia gli impianti.

Si è, pertanto, progettato un sistema di travi poste sia al piano terra sia al piano terzo, che sorreggono il vano ascensore e l'impianto stesso.

Al piano interrato deve essere demolito il vano presente e ricostruito di dimensioni maggiori; il nuovo vano va comunque scollegato dal solaio superiore, così da consentire l'oscillazione libera senza il danneggiamento della struttura e dell'impianto.

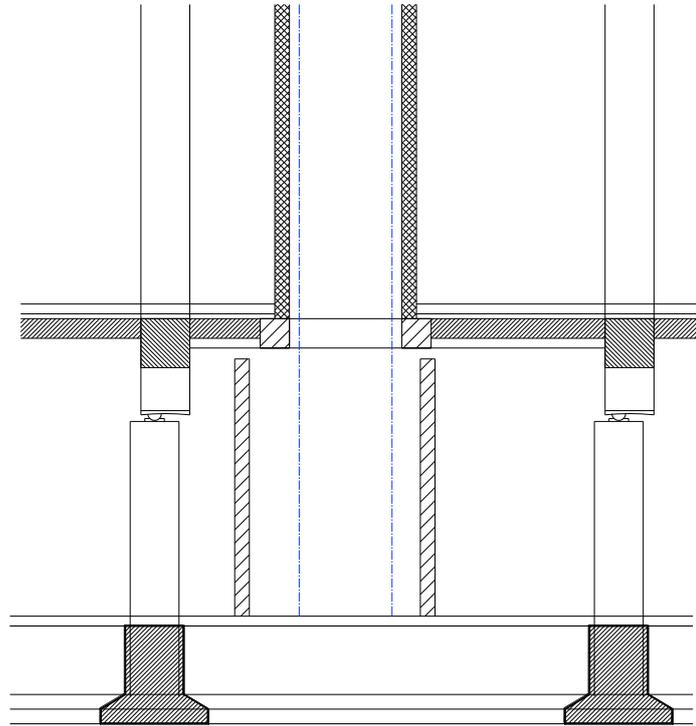


Figura 6.1: Intervento su vano ascensore al piano interrato

Il vano scala principale non serve il piano interrato, quindi è contenuto interamente dalla sovrastruttura e non è interessato da alcun intervento.

Sono però presenti due scale che raggiungono il piano interrato, che devono essere svincolate dal solaio del piano terra.

Per far ciò è perciò necessario renderle autoportanti.

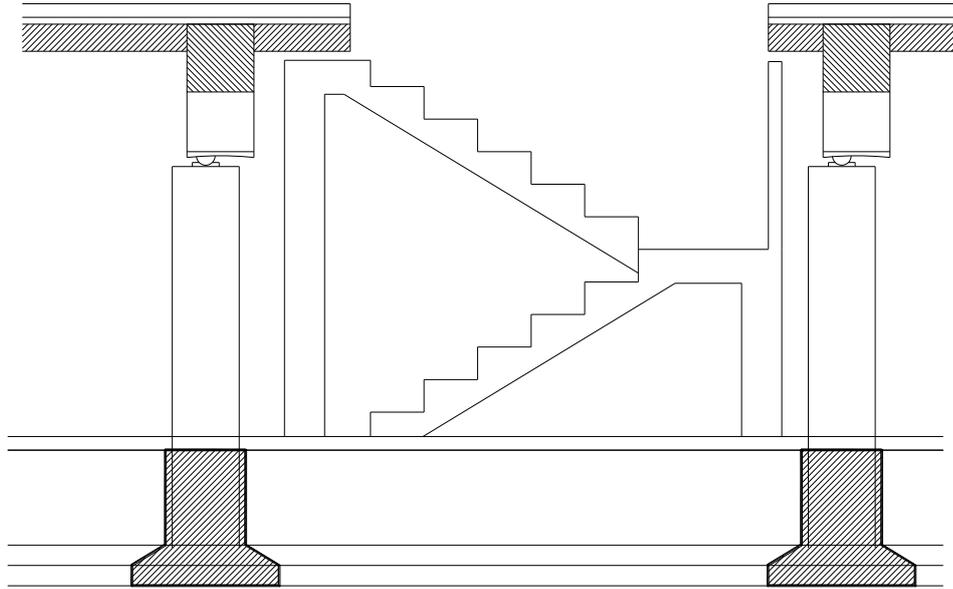


Figura 6.2: Scala autoportante del piano interrato

Appare necessario svincolare tutte le tramezzature del piano interrato dalla sovrastruttura, demolendo gli ultimi centimetri di muratura e la parte di almeno 25 cm intorno ai pilastri, a partire dagli isolatori.

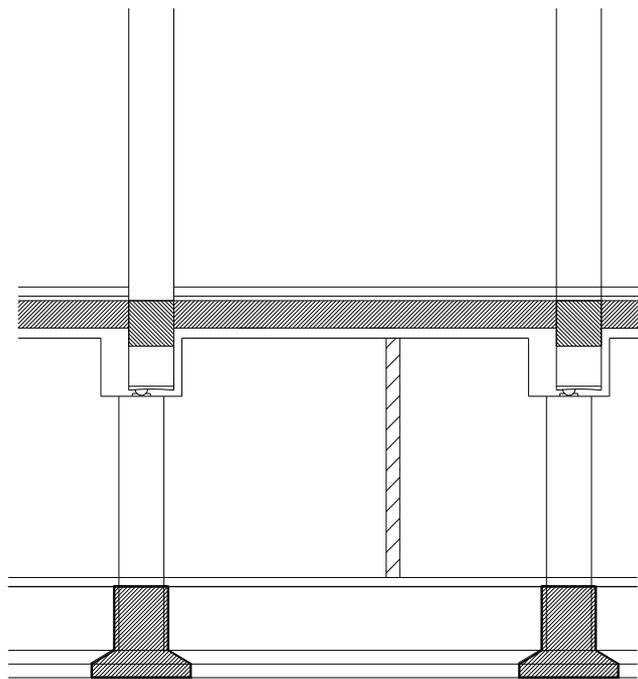


Figura 6.3: Intervento su tramezzi piano interrato

6.2 interventi esterni

L'accesso all'edificio è situato in più punti:

- Entrata principale;
- Entrata negozio;
- Entrata nei vari garage.

Tutte le entrate, compresi i garage, si trovano al piano terra, quindi nella sovrastruttura.

E' quindi necessario progettare un sistema che consenta il facile accesso all'edificio, senza precluderne la capacità di oscillare liberamente.

Deve essere perciò predisposta una soletta armata che si ancori al solaio interno dell'edificio, che superi l'intercapedine e raggiunga il piano di campagna. Qui si dispone un pannello rigido di polistirene espanso.

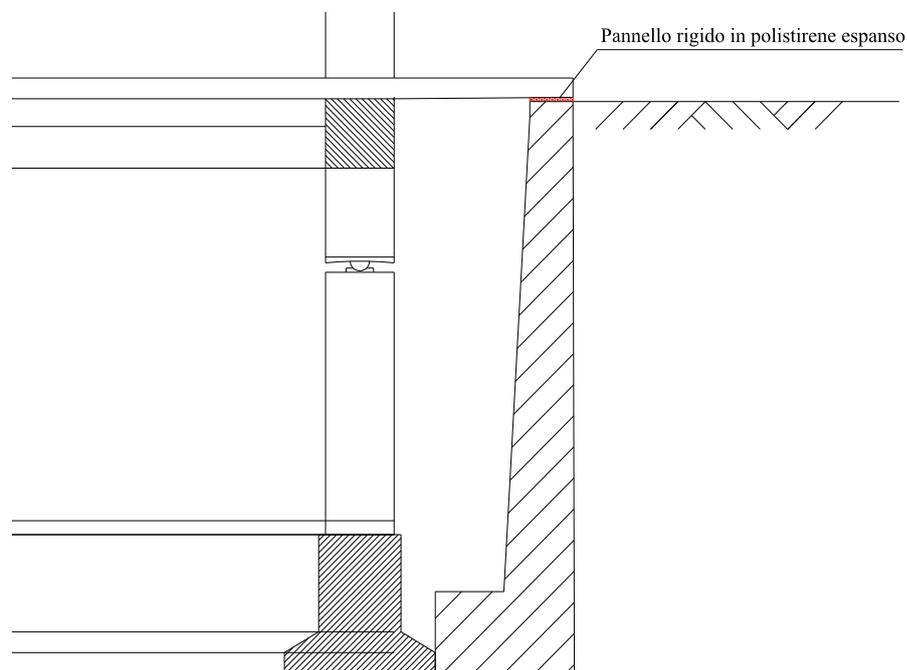


Figura 6.4: Collegamento edificio isolato con piano di campagna

La soletta è armata con una rete elettrosaldata $\Phi 12$ con maglia 20 x 20.

L'armatura è stata calcolata per garantire la resistenza rispetto ai carichi derivanti dalle vetture che devono raggiungere i garage posti al piano terra.

Inoltre sui due lati di edificio che si affacciano sulle strade il collegamento funge anche da marciapiede e quindi deve resistere alle azioni relative ai carichi stradali.

CONCLUSIONI

Anche la progettazione antisismica delle strutture, come le altre condizioni di carico, è basata sul soddisfacimento dell'equazione: $CAPACITA' \geq DOMANDA$, in cui la domanda è determinata dal moto del terreno e la capacità delle caratteristiche di resistenza e di deformabilità in campo non lineare della struttura.

Un evento sismico, infatti, genera nella struttura delle forze d'inerzia pari al prodotto delle sue masse per le accelerazioni associate alle vibrazioni indotte dal movimento del terreno.

Per evitare danni strutturali durante un sisma, all'aumentare della sua intensità attesa, sarebbe pertanto necessario aumentare proporzionalmente la resistenza della struttura.

Il danneggiamento strutturale, tuttavia, non corrisponde ad una condizione di collasso, avendo la struttura ancora abbondanti riserve di sopravvivenza grazie alla sua duttilità.

Non è, inoltre, economicamente conveniente aumentare indefinitamente la resistenza della struttura, vista la ridotta, seppur non trascurabile, probabilità di accadimento di eventi sismici violenti, durante i quali l'accelerazione delle masse strutturali può raggiungere, e anche superare, l'accelerazione di gravità.

Di conseguenza, le normative moderne consentono di far ricorso alla duttilità strutturale per soddisfare la domanda, che diviene quindi condizione sulla duttilità, o sulle deformazioni e le grandezze ad esse correlate, e non più sulla resistenza.

L'accettazione di elevate richieste di duttilità, tuttavia, implica l'accettazione di danni agli elementi strutturali e dei relativi costi di riparazione e di interruzione del servizio.

Su questa teoria si ispirano le normative moderne, applicando i criteri del capacity design per ridurre la domanda sugli elementi strutturali e sui meccanismi di funzionamento sfavorevoli allo sviluppo di una buona duttilità d'insieme.

La moderna progettazione antisismica, pertanto, realizza i suoi obiettivi fondamentali, consistenti nell'evitare il collasso delle strutture per terremoti di forte intensità e nel limitare il danneggiamento delle parti non strutturali per terremoti di media intensità, con l'applicazione di criteri per la scelta ottimale dei parametri strutturali fondamentali.

Alcune moderne tecniche di protezione sismica passiva delle strutture utilizzano appositi dispositivi per ridurre la domanda e concentrare in essi, anziché in parti della struttura, l'assorbimento e la dissipazione di energia.

Una tecnica molto efficace è quella della dissipazione d'energia, generalmente basata sull'uso di controventi inseriti nelle maglie strutturali di edifici con struttura intelaiata e dotati di speciali dispositivi, che disperdono l'energia trasmessa dal terremoto nella struttura, riducendo sensibilmente gli spostamenti della struttura in campo plastico, e, dunque, le associate richieste di duttilità.

Con una dissipazione di tipo viscoso non si determinano particolari variazioni al comportamento dinamico della struttura nel suo insieme: il solo effetto è l'incremento della capacità di smorzamento globale della struttura.

Ancor più efficace è l'isolamento sismico, perché realizza la strategia di riduzione della domanda in maniera globale, abbattendo drasticamente l'energia trasmessa dal suolo all'intera struttura.

L'isolamento sismico consiste essenzialmente nel disaccoppiare il moto del terreno da quello della struttura, introducendo una sconnessione lungo l'altezza della struttura stessa, che risulta quindi suddivisa in due parti: la sottostruttura, rigidamente connessa al terreno, e la sovrastruttura.

La continuità strutturale, e con essa la trasmissione dei carichi verticali al terreno, è garantita attraverso l'introduzione, fra sovrastruttura e sottostruttura, di isolatori, caratterizzati da una elevata deformabilità e da una bassa resistenza al moto in direzione orizzontale, nonché da una notevole rigidità in direzione verticale.

La sottostruttura, generalmente molto rigida, subisce all'incirca la stessa accelerazione del terreno, mentre la sovrastruttura fruisce dei benefici derivanti dall'aumento di deformabilità conseguente all'introduzione degli isolatori.

Gli spettri di risposta in termini di accelerazioni della maggior parte dei terremoti, infatti, presentano una forte amplificazione nell'intervallo 0.2-0.8 sec, in cui ricade il periodo proprio di vibrazione di molte delle usuali strutture fisse alla base. Assumendo, per semplicità, che i dispositivi d'isolamento abbiano un comportamento di tipo elastico o ad esso assimilabile, l'aumento di deformabilità conseguente all'introduzione degli isolatori porta il periodo proprio del sistema strutturale in una zona dello spettro a più bassa accelerazione.

Di conseguenza le accelerazioni prodotte dal sisma sulla struttura isolata risultano drasticamente minori rispetto a quelle prodotte nella configurazione a base fissa, a tal punto che la struttura può essere agevolmente progettata per resistere a terremoti violenti senza dover subire danni alle parti strutturali.

Naturalmente l'aumento del periodo comporta anche un incremento degli spostamenti, che, però, si concentrano nel sistema d'isolamento, in cui viene assorbita e dissipata gran parte dell'energia immessa dal terremoto.

La sovrastruttura si comporta quasi come un corpo rigido, subendo spostamenti relativi interpiano molto contenuti.

Di conseguenza, si riducono drasticamente, o si eliminano totalmente, anche i danni alle parti non strutturali.

Per evitare eccessivi spostamenti del sistema d'isolamento, che risulterebbero condizionanti nella progettazione degli impianti a terra o dei giunti di separazione con strutture adiacenti, questo, nel suo insieme, può essere dotato di una elevata capacità dissipativa, corrispondente a rapporti di smorzamento dell'ordine del 10 – 30%.

Queste soluzioni progettuali comportano netti miglioramenti dal punto di vista della protezione sismica degli edifici, avvicinando le probabilità di superamento dell'azione sismica alle probabilità delle altre sollecitazioni, come vento, neve, ecc.

Si può pertanto affermare che l'utilizzo di tali sistemi di adeguamento sismico può essere previsto anche in edifici esistenti, tenendo però in considerazione che ciò può comportare importanti variazioni strutturali e, quindi, deve essere accompagnato dal rinforzo di alcune parti. È necessario, infatti, creare piani rigidi al di sopra e al di sotto dell'interfaccia d'isolamento, così da garantire un comportamento della sovrastruttura equivalente a un corpo rigido e distribuire equamente i carichi sugli elementi della sottostruttura.

La presenza degli isolatori, inoltre, implica una variazione dell'assetto resistente poiché si elimina la continuità strutturale, inserendo un elemento in parte deformabile.

Queste variazioni possono rendere necessario l'adeguamento strutturale di alcuni elementi appartenenti alla sottostruttura, le cui sollecitazioni possono risultare molto diverse da quelle previste per un assetto non isolato, per il quale erano state progettate.

La necessità di garantire l'oscillazione della struttura può, infine, imporre ulteriori modifiche strutturali, oltre che architettoniche: sia il vano scala sia quello ascensore devono essere svincolati all'altezza dell'interfaccia e, ovviamente, l'edificio deve garantire la piena accessibilità.

Con mirati interventi è, comunque, possibile isolare sismicamente una struttura agendo quasi esclusivamente sugli elementi vicino all'interfaccia d'isolamento e lasciando invariati gli altri.

Tali interventi, in genere, non vanno ad alterare la fruibilità della struttura, che rimane agibile in ogni sua parte, poiché sono sviluppati planarmente all'interno dei solai, quindi, terminati i lavori, l'edificio conserva la piena funzionalità assicurando però una sicurezza sismica nettamente superiore.

Si può, pertanto, conclusivamente affermare che il presente lavoro di tesi ha permesso di verificare che è possibile eseguire l'adeguamento sismico di una struttura esistente, andando a determinare livelli di sicurezza nettamente superiori attraverso interventi che non vanno ad incidere sulla funzionalità della struttura.

Si è inoltre evidenziato che l'isolamento della struttura ne garantisce l'utilizzo anche dopo sismi relativi allo SLV, al contrario di quanto accade per strutture non isolate, le quali, invece, possono riportare danni gravissimi ed irreparabili che ne limitano o addirittura ne impediscono l'utilizzo.

BIBLIOGRAFIA

- [1] D.M. 14.01.2008 “Norme tecniche per le costruzioni”

- [2] A. Benedetti “Intervento di riparazione dei danni conseguenti al sisma nella regione Abruzzo del giorno 6 Aprile 2009 in un edificio temporaneamente inagibile (esito tipo E) in via G. D’Annunzio, 8 -Interpretazione prove sui materiali-”

- [3] C. Viggiani “Fondazioni”

- [4] Costruttori for C.A.S.E. “L’Aquila il progetto CASE”

- [5] M. Dolce, D. Cardone, F.C. Ponzo, A. Di Cesare “Progetto di edifici con isolamento sismico”

Riferimenti internet

www.cslp.it

[www.alga .it](http://www.alga.it)

www.fip-group.it