

ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DI BOLOGNA

FACOLTA' DI INGEGNERIA

CORSO DI LAUREA IN INGEGNERIA CIVILE

D.I.S.T.A.R.T.

*Dipartimento di Ingegneria delle Strutture, dei Trasporti,
delle Acque, del Rilevamento e del Territorio*

TESI DI LAUREA

in

Progetto di ponti LS

**ANALISI STATICA E SISMICA DI UN PONTE CON
IMPALCATO A STRUTTURA MISTA**

CANDIDATO
Nicola Cantelli

RELATORE
Chiar.mo Prof. Ing.
Maurizio Merli
CORRELATORE
Dott. Ing. Luca Landi

Anno Accademico 2009/2010

Sessione III

INDICE

1	INTRODUZIONE.....	5
2	DESCRIZIONE DELL' OPERA	7
2.1	DESCRIZIONE DELLE CARATTERISTICHE GEOMETRICHE	7
2.2	MATERIALI IMPIEGATI.....	11
3	ANALISI STATICHE	13
3.1	CALCOLO DELLA SOLETTA	13
3.1.1	<i>Calcolo di fase 1</i>	13
3.1.2	<i>Calcolo di fase 2</i>	16
3.1.2.1	Analisi dei carichi	16
3.1.2.2	Calcolo delle sollecitazioni	23
3.1.2.3	Progetto e verifica delle armature a flessione	24
3.2	PROGETTO DELLE TRAVI LONGITUDINALI.....	30
3.2.1	<i>Analisi dei carichi</i>	30
3.2.2	<i>Calcolo della larghezza collaborante di soletta</i>	42
3.2.3	<i>Stato limite di esercizio</i>	45
3.2.3.1	Calcolo delle sollecitazioni	45
3.2.3.2	Verifiche allo stato limite di esercizio	56
3.2.4	<i>Stato limite ultimo</i>	69
3.2.4.1	Calcolo delle sollecitazioni	69
3.2.4.2	Verifiche allo stato limite ultimo	73
3.2.5	<i>Verifica e dimensionamento delle piolature</i>	88
3.2.5.1	Verifica dei pioli allo SLU.....	91
3.2.5.2	Verifica dei pioli allo SLE	92
3.2.6	<i>Dimensionamento e verifica dei collegamenti bullonati tra i conci delle travi principali</i>	93
3.2.6.1	Giunto 1.....	93
3.2.6.2	Giunto 2.....	98
3.3	VERIFICA DEI TRAVERSI DI IRRIGIDIMENTO	103
3.3.1	<i>Verifica delle aste</i>	105
3.3.1.1	Verifica delle aste compresse.....	105
3.3.1.2	Verifica delle aste tese	106

3.3.2	<i>Unioni bullonate</i>	107
3.3.2.1	Verifiche sulle bullonature.....	109
3.3.2.1.1	Verifica a taglio.....	109
3.3.2.1.2	Verifica a rifollamento sui piatti d' unione.....	110
3.4	VERIFICA DEI TRAVERSI DI TESTATA	111
3.4.1	<i>Traverso in asse pile</i>	111
3.4.2	<i>Traverso in asse spalla</i>	113
3.5	DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLA TRAVE PULVINO E CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI ALLA BASE DELLE PILE	114
3.5.1	<i>Modello agli elementi finiti dell' intera struttura</i>	114
3.5.1.1	Carichi applicati	117
3.5.2	<i>Progetto dell' armatura a flessione per le travi pulvino</i>	119
3.5.3	<i>Azioni alla base di pile e spalle</i>	124
4	ANALISI SISMICA	125
4.1	DETERMINAZIONE DELL' AZIONE SISMICA	125
4.2	I DISPOSITIVI ANTISISMICI	134
4.2.1	<i>Generalità sui dispositivi antisismici</i>	134
4.2.2	<i>Gli isolatori elastomerici armati</i>	137
4.2.2.1	Dimensionamento dei dispositivi elastomerici	140
4.3	ANALISI MODALE A SPETTRO DI RISPOSTA.....	143
4.3.1	<i>Risultati dell' analisi modale</i>	144
4.4	DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLE PILE	146
4.4.1	<i>Dimensionamento e verifica delle pile 1 e 4</i>	146
4.4.1.1	Dimensionamento delle armature a flessione	146
4.4.1.2	Verifiche delle armature a flessione delle pile.....	150
4.4.1.3	Dimensionamento e verifica dell' armatura a taglio.....	159
4.4.1.3.1	Dimensionamento dell' armatura trasversale.....	159
4.4.1.3.2	Verifica dell' armatura trasversale	161
4.4.2	<i>Dimensionamento e verifica delle pile 2 e 3</i>	162
4.4.2.1	Dimensionamento delle armature a flessione	162
4.4.2.2	Verifiche delle armature a flessione delle pile.....	165
4.4.2.3	Dimensionamento e verifica dell' armatura a taglio.....	174
4.4.2.3.1	Dimensionamento dell' armatura trasversale.....	174

4.4.2.3.2	Verifica dell' armatura trasversale	175
4.5	VERIFICHE SISMICHE DELLE TRAVI PULVINO	176
4.5.1	Sollecitazioni sismiche sulla trave pulvino delle pile 2 e 3.....	177
4.5.2	Dimensionamento dell' armatura	178
4.5.3	Sollecitazioni sismiche sulla trave pulvino delle pile 1 e 4.....	178
4.5.4	Dimensionamento dell' armatura	179
4.6	SPOSTAMENTI SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI	179
4.6.1	Verifiche sugli isolatori elastomerici armati allo SLV	179
4.6.2	Verifiche sugli isolatori elastomerici armati allo SLC	183
4.6.3	Spostamenti dell'impalcato e delle pile allo SLV	186
4.6.4	Spostamenti dell'impalcato e delle pile allo SLC	187
5	ANALISI SISMICA MEDIANTE L' APPROCCIO AGLI SPOSTAMENTI DDBD	189
5.6	INTRODUZIONE.....	189
5.7	PRINCIPI DI PROGETTAZIONE BASATI SUL FORCE BASED DESIGN.....	189
5.8	PROGETTAZIONE BASATA SUGLI SPOSTAMENTI	192
5.3.1	Strutture ad un grado di libertà	194
5.3.1.1	Calcolo dello spostamento di progetto.....	194
5.3.1.2	Calcolo dello smorzamento viscoso e del fattore di riduzione dello spettro elastico	196
5.3.2	Strutture a più gradi di libertà (MDOF).....	197
5.3.2.1	Calcolo dello spostamento di progetto.....	197
5.3.2.2	Calcolo dello smorzamento equivalente viscoso	198
5.3.2.3	Distribuzione del taglio alla base sugli elementi strutturali.....	198
5.3.3	Strutture isolate.....	198
5.3.3.1	Definizione dello spostamento di progetto	198
5.3.3.2	Definizione dello smorzamento viscoso equivalente.....	199
5.3.3.3	Definizione della massa e della rigidità equivalente.....	199
5.3.3.4	Definizione del taglio alla base e progetto del sistema di isolamento	200
5.3.3.5	Distribuzione del taglio alla base e progetto della struttura.....	200
5.3.4	Ponti.....	200
5.3.4.1	Definizione dello spostamento di progetto	201
5.3.4.2	Definizione dello smorzamento del sistema equivalente.....	201
5.3.4.3	Definizione della massa del sistema equivalente.....	202

5.3.4.4	Definizione della rigidezza equivalente del taglio alla base	202
5.3.4.5	Distribuzione del taglio alla base e progetto della struttura.....	203
5.3.4.6	Progetto del sistema di isolamento.....	203
5.9	APPLICAZIONE NUMERICA SUL PONTE IN ESAME	204
5.4.1	<i>Analisi in direzione longitudinale</i>	205
5.4.1.1	Spostamento di progetto.....	208
5.4.1.2	Determinazione dello spostamento sugli isolatori e dello smorzamento del sistema pila+isolatore.....	208
5.4.1.3	Determinazione dello smorzamento del sistema equivalente ad un grado di libertà	209
5.4.1.4	Determinazione del fattore di riduzione degli spostamenti, della massa e del periodo equivalenti.....	210
5.4.1.5	Calcolo del taglio alla base e ripartizione sulle pile.....	211
5.4.1.6	Progetto del sistema d'isolamento	214
5.4.2	<i>Analisi in direzione trasversale</i>	216
5.4.2.1	Spostamento di progetto.....	218
5.4.2.2	Determinazione dello spostamento sugli isolatori e dello smorzamento del sistema pila+isolatore.....	219
5.4.2.3	Determinazione dello smorzamento del sistema equivalente ad un grado di libertà	220
5.4.2.4	Determinazione del fattore di riduzione degli spostamenti, della massa e del periodo equivalenti.....	220
5.4.2.5	Calcolo del taglio alla base e ripartizione sulle pile.....	222
5.4.2.6	Progetto del sistema d'isolamento	225
5.5	CONFRONTO DEI RISULTATI OTTENUTI	226
5.5.1	<i>Modello implementato in SAP2000 per analisi dinamica modale a spettro di risposta</i>	226
5.5.2	<i>Confronto dei risultati principali ottenuti tra la progettazione di tipo standard e quella agli spostamenti</i>	231
6	CONCLUSIONI	235
	BIBLIOGRAFIA:	238
	RINGRAZIAMENTI	239

1 Introduzione

In questo lavoro si vuole studiare dal punto di vista statico e dinamico un ponte con impalcato in struttura mista acciaio-calcestruzzo al fine di dimensionarne e verificarne gli elementi strutturali principali.

Il viadotto è in rettilineo ed è lungo complessivamente 189 m, le pile centrali sono alte il doppio di quelle laterali (7,80 m- 15,60 m); la zona in cui è realizzato è Bagnacavallo (Ra) ed il terreno su cui è fondato è di categoria C. La vita nominale dell'opera è di 100 anni ed il ponte si colloca nella classe di uso 3.

Nel capitolo 2 viene descritta la geometria complessiva dell'opera e vengono indicati i parametri meccanici dei materiali assunti nei calcoli.

Nel capitolo 3 vengono descritti i criteri di progetto e verifica degli elementi sottoposti ad azioni di tipo statico: soletta, travi longitudinali principali in acciaio, traversi di irrigidimento, travi pulvino delle pile.

La soletta è stata schematizzata come trave continua su tre appoggi ed è stata studiata nella condizione di prima e seconda fase (cambiano le sezioni resistenti), la trave invece come una trave continua su sei appoggi. In fase 1 la sezione resistente è quella della sola carpenteria metallica, mentre per le fasi 2 e 3 si è fatto ricorso ad un calcolo di tipo monodimensionale valutando la larghezza di soletta collaborante con le travi in acciaio. I parametri meccanici della sezione omogenizzata cambiano a seconda che siano considerati carichi a breve o a lungo termine. La sezione in fase 2 e 3 è stata omogenizzata ad acciaio.

Sono stati inoltre dimensionati e verificati gli irrigidimenti trasversali reticolari e i collegamenti bullonati necessari a collegare i vari conci che andranno a costituire le travi continue in acciaio.

Nel capitolo 4 è stato studiato il comportamento del viadotto sottoposto ad azione sismica; si prevede l'utilizzo di isolatori elastomerici armati. Tali dispositivi permettono di disaccoppiare il comportamento, sotto azioni orizzontali, delle strutture di sostegno (pile e spalle) con l'impalcato. In questo modo è possibile ridurre le sollecitazioni e gli spostamenti e fare in modo che il comportamento di tali elementi strutturali rimanga in campo elastico anche durante un evento sismico.

Nel capitolo 5 viene preso in considerazione un approccio alternativo alla progettazione basato sugli spostamenti, vengono valutate le sollecitazioni e gli spostamenti sulle pile e gli spostamenti sugli isolatori. Vengono confrontati i risultati ottenuti con i due metodi progettuali.

Alla presente relazione sono allegati sette elaborati grafici:

1. Disegni d'insieme
2. Viste di pile e spalle
3. Soletta
4. Travi longitudinali, trasversi di irrigidimento
5. Particolari costruttivi
6. Pile 2-3
7. Pile 1-4

2 Descrizione dell' opera

2.1 Descrizione delle caratteristiche geometriche

L'opera, di lunghezza complessiva pari a 189.0 m (asse strutturale delle spalle) è costituita da cinque campate di cui la prima e l'ultima di lunghezza pari a 27 m e le campate centrali di 45 m. Il viadotto è sostenuto da quattro pile di cui le due più esterne sono alte 7,80 m mentre le due centrali 15,60 m.

Nella tabella 2.1 vengono riportate le dimensioni geometriche principali dell'opera.

Lunghezza complessiva dell'opera			189 m	
Campata 1	Luce: 27 m	Pila 1	Progressiva: 27 m	Altezza: 7,80 m
Campata 2	Luce: 45 m	Pila 2	Progressiva: 72 m	Altezza: 15,60 m
Campata 3	Luce: 45 m	Pila 3	Progressiva: 117 m	Altezza: 15,60 m
Campata 4	Luce: 45 m	Pila 4	Progressiva: 162 m	Altezza: 7,80 m
Campata 5	Luce: 27 m			

Tabella 2.1: dimensioni geometriche principali dell'opera

L'impalcato presenta una larghezza complessiva di 13.5 m e una lunghezza totale di 189 m, come visibile nel prospetto di Figura 2.1.

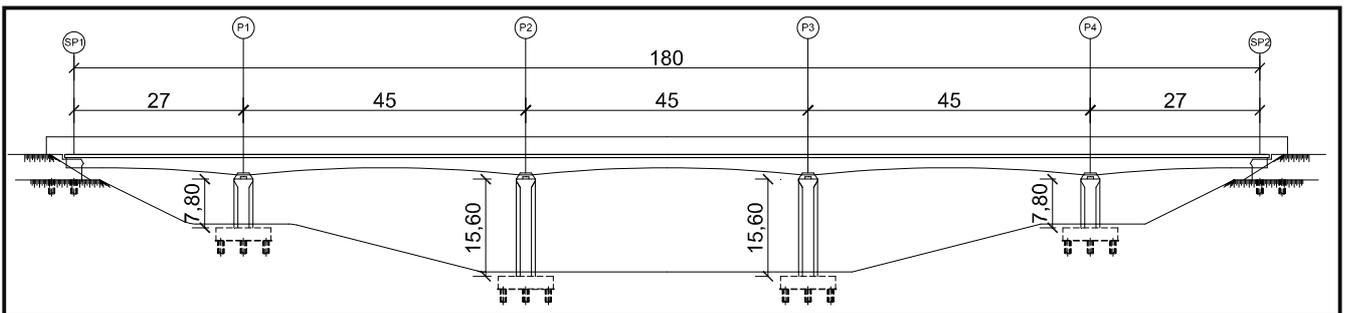


Figura 2.1: profilo longitudinale dell'opera

La struttura portante è costituita da una coppia di travi metalliche con sezione trasversale a doppio T asimmetrica di altezza variabile: l'altezza minore si ha in mezzzeria delle campate (1.65 m) e in corrispondenza delle spalle, l'altezza massima si ha in corrispondenza delle pile (2.80 m) (Figg. 2.2 e 2.3).

La sezione trasversale del viadotto è irrigidita in corrispondenza delle pile e delle spalle con traversi a sezione trasversale asimmetrica a doppio T rispettivamente di altezza pari a 2.80 m e 1.65 m.

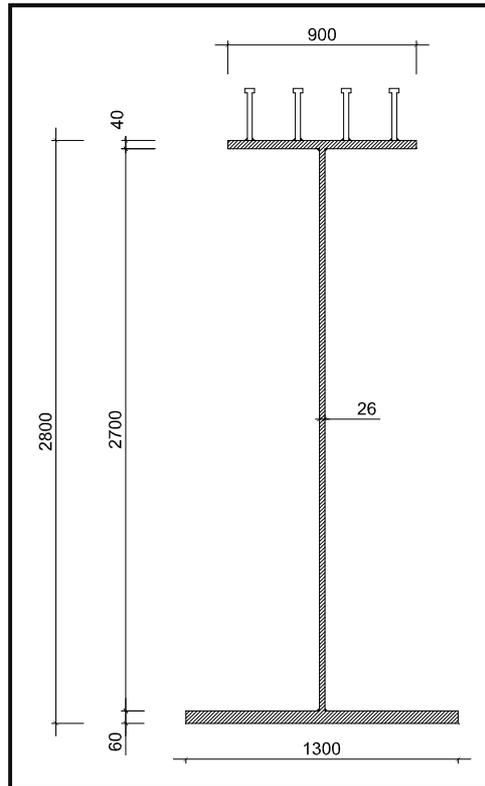


Figura 2.2: sezione trave principale in asse pile

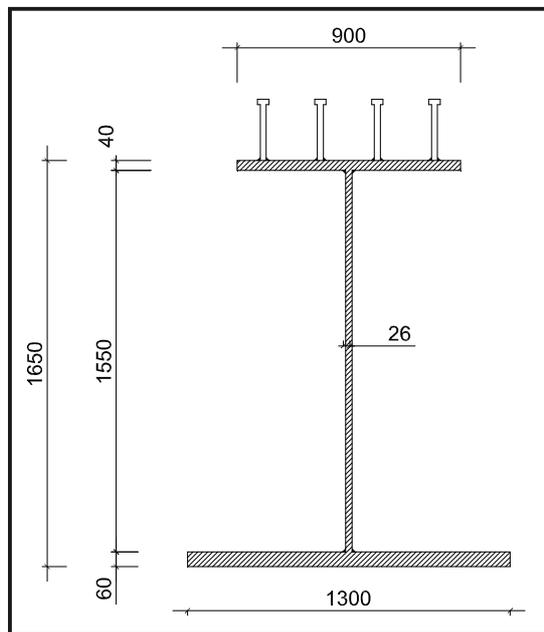


Figura 2.3: sezione trave in corrispondenza della mezzeria delle campate e in asse spalle

Nelle zone intermedie, a interasse pari a 4,5 m, si posizionano telai trasversali costituiti da profili ad L accoppiati di dimensioni $120 \times 120 \times 15$ (fig. 2.4), e diagonali superiori e inferiori anch'essi con profili al L accoppiati. Inoltre in tutte le campate è previsto un profilato metallico (HE 500B) posizionato in asse viadotto con funzione di rompitratta per la soletta.

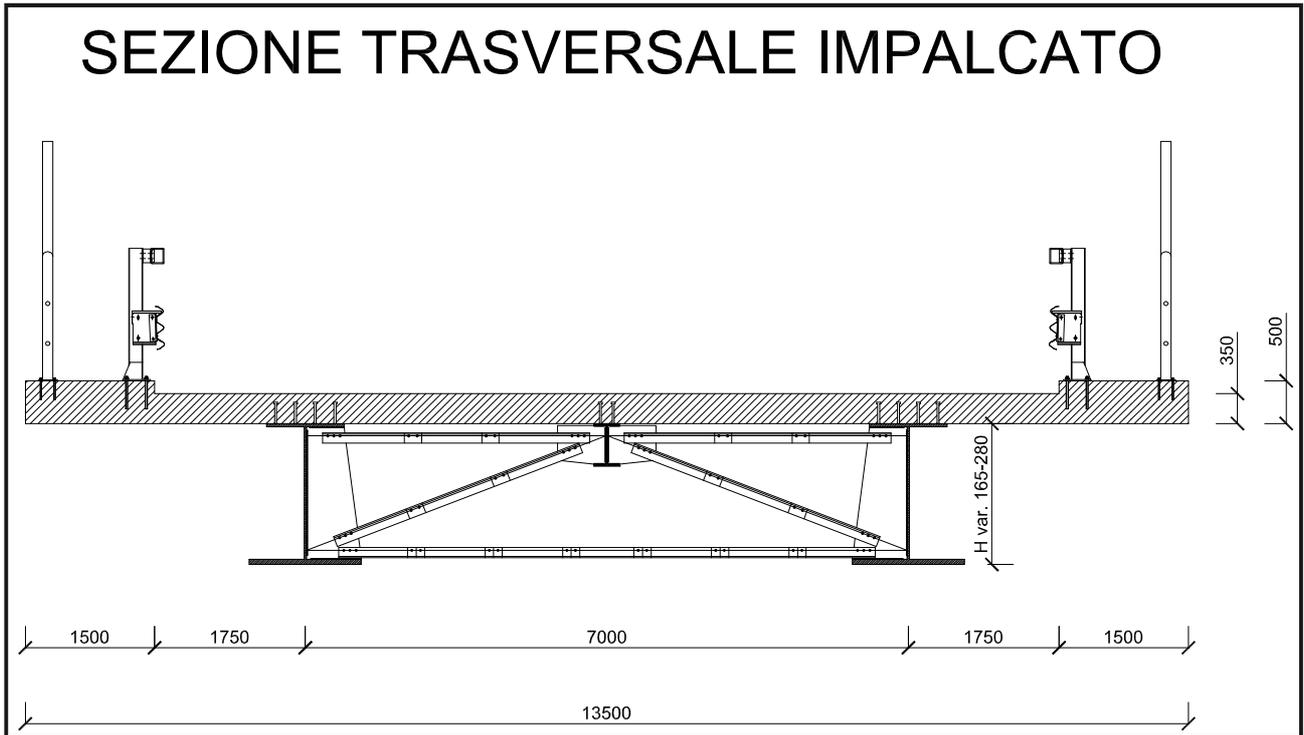


Figura 2.4: sezione trasversale con telaio di irrigidimento trasversale

Come visibile in Figura 2.5 la soletta di calcestruzzo ha spessore pari a 35 cm, con un ringrosso di 15 cm in corrispondenza dei due cordoli laterali; l'impalcato, come già detto, è largo complessivamente 13.5 m, di cui 10.50 m carrabili, ed i restanti 3.0 m sono destinati ai marciapiedi esterni.

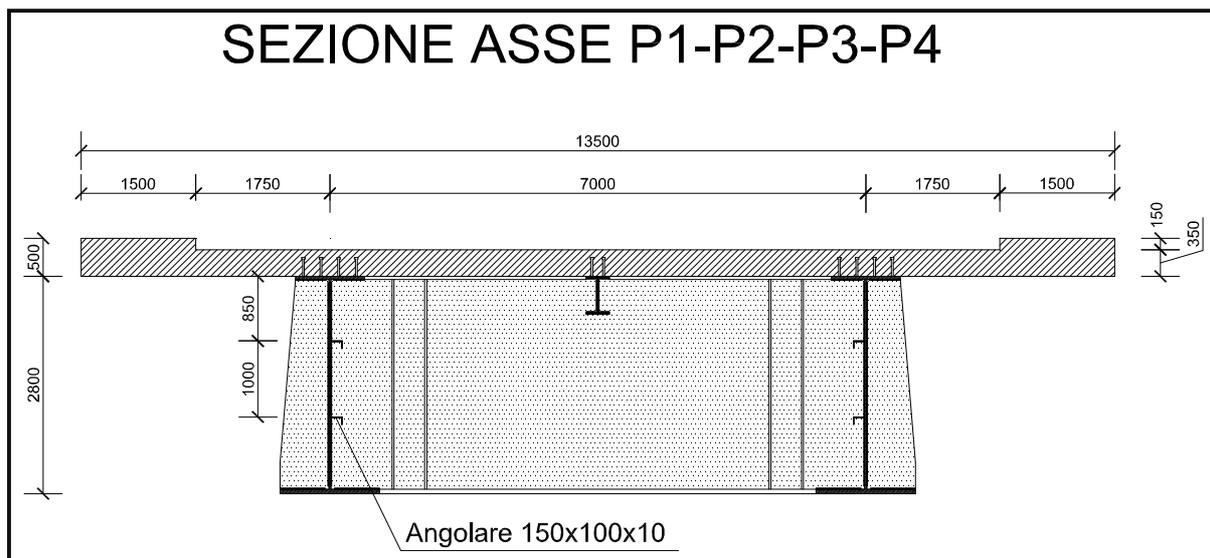


Figura 2.5: sezione trasversale in asse pile

Le pile sono costituite da un fusto a sezione ottagonale di dimensioni interne massime pari a 3.0 m e 3.5 m rispettivamente in asse e ortogonalmente al viadotto (Figura 2.6 e Figura 2.7). In sommità il

fusto si svasa (secondo un ramo di circonferenza di raggio pari a 3.50 m), allargandosi a formare il pulvino che misura 9.7 m in larghezza e 3.0 m in profondità. Le pile sono fondate su plinti a pianta quadrata di lato pari a 8.8 m e altezza pari a 2.0 m, ciascuno dei quali è fondato su 9 pali di fondazione di diametro 1200 mm e lunghezza pari a 28.0 m.

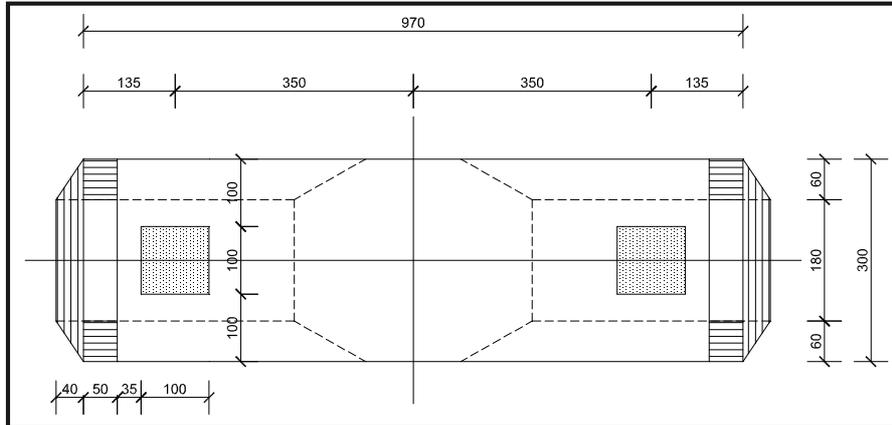


Figura 2.6: planimetria della pila tipo

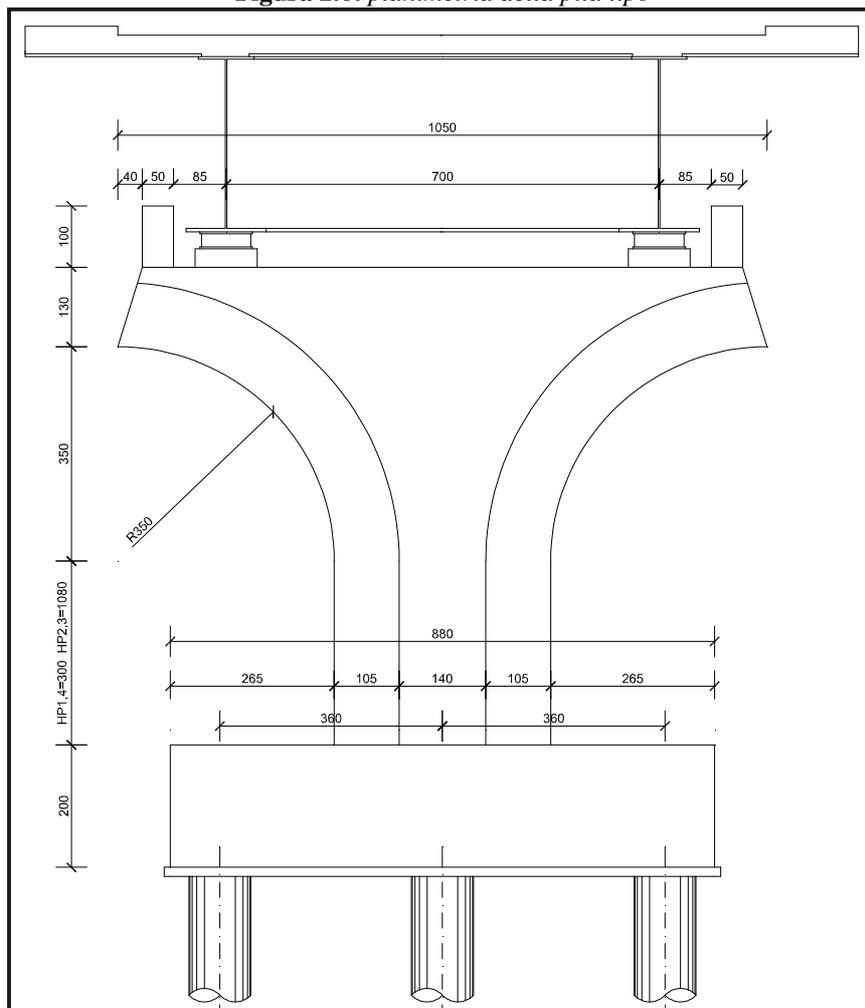


Figura 2.7: prospetto della pila ($H=7,80$ m) e del pulvino

Dal punto di vista dinamico si prevede di caratterizzare il viadotto con un sistema di protezione sismica di tipo passivo costituito da dispositivi di isolamento sismico realizzati da strati alterni di lamine in acciaio e strati di elastomero collegati mediante vulcanizzazione (isolatori elastomerici ad elevato smorzamento). Gli stessi dispositivi svolgono anche la funzione di sostegno dei carichi verticali che l'impalcato trasmette alle sottostrutture. In corrispondenza di ogni pila e delle due spalle si prevede l'istallazione di 2 isolatori sismici a pianta circolare reagenti in tutte le direzioni orizzontali.

2.2 Materiali impiegati

Le caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati nei calcoli vengono riportate nelle tabelle seguenti.

Calcestruzzo della soletta C 32/40

Resistenza cubica caratteristica a compressione	$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 33 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cilindrica media	$f_{cm} = f_{ck} + 8 \left[\text{N/mm}^2 \right] = 41 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3,08 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 2,15 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} = 1,2 \cdot f_{ctm} = 3,69 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm} / 10]^{0,3} \left[\text{N/mm}^2 \right] = 33345 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo cilindrica	$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_M} = \left(\frac{33}{1,5} \right) \cdot 0,85 = 18,7 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / 1,5 = 1,43 \text{ N/mm}^2$

Tabella 2.2: caratteristiche meccaniche del calcestruzzo della soletta

Calcestruzzo delle pile e delle spalle C28/35

Resistenza cubica caratteristica a compressione	$R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 29 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cilindrica media	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 37 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2,83 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 1,98 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} = 1,2 \cdot f_{ctm} = 3,39 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0,3} = 32575 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo cilindrica	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_M} = 0,85 \cdot \frac{29}{1,5} = 16,43 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{1,5} = \frac{1,98}{1,5} = 1,32 \text{ N/mm}^2$

Tabella 2.3: caratteristiche meccaniche del calcestruzzo delle pile e delle spalle

Acciaio da cemento armato B450C

Tensione caratteristica a rottura	$f_{sk} = 540 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica a snervamento	$f_{syk} = 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione di snervamento di calcolo	$f_{syd} = f_{yk} / 1,15 = 391,3 \text{ N/mm}^2$
Modulo di elasticità normale	$E_s = 210.000 \text{ N/mm}^2$

Tabella 2.4: caratteristiche meccaniche dell'acciaio da cemento armato

Acciaio strutturale per profilati e piastre (piattabande, anime, piastre collegamento)

Acciaio	S355J
Tensione di snervamento $16 \text{ mm} \leq t \leq 40 \text{ mm}$	$f_{yk} = 345 \text{ N/mm}^2$
Tensione di snervamento $40 \text{ mm} \leq t \leq 63 \text{ mm}$	$f_{yk} = 335 \text{ N/mm}^2$
Bulloni	Cl. 10.9
Dadi	Cl. 10

Tabella 2.5: caratteristiche meccaniche dell'acciaio strutturale

Pioli Nelson

Tensione massima	$400 \text{ MPa} \leq f_u \leq 500 \text{ MPa}$
------------------	---

Tabella 2.6: caratteristiche meccaniche pioli Nelson

3 Analisi statiche

3.1 Calcolo della soletta

La soletta ha uno spessore di 35 cm, quindi il peso del getto vale $8,75 \frac{kN}{m}$, mentre in corrispondenza del marciapiede (largo 1,50 m) lo spessore è di 50 cm e quindi il peso del getto diventa pari a $12,5 \frac{kN}{m}$.

3.1.1 Calcolo di fase 1

Si considera una striscia di soletta pari ad 1,2 m.

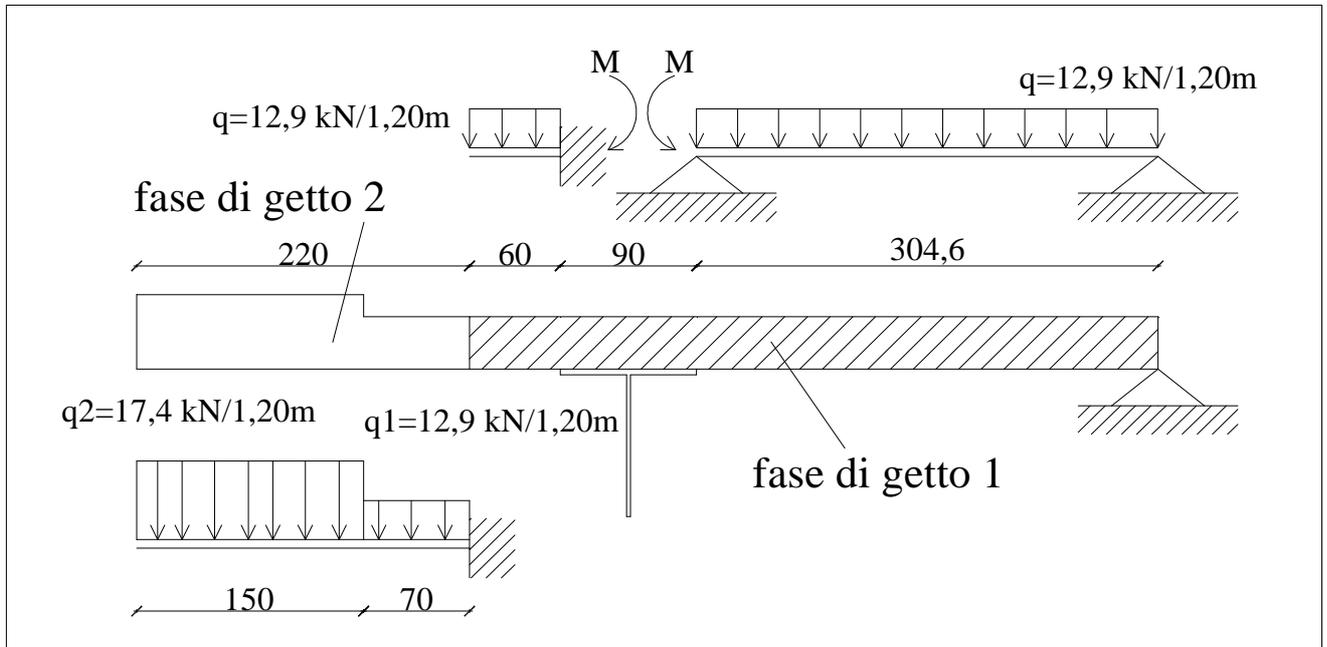


Figura 3.1: schema di calcolo della soletta in fase 1

FASE DI GETTO 1

Carichi applicati:

getto del calcestruzzo.....	10,5	$\frac{kN}{1,2 m}$
mezzi d'opera.....	2,4	$\frac{kN}{1,2 m}$

Il momento d'incastro, indicato con M in figura, vale:

$$M = \frac{q \cdot L^2}{2} = \frac{12,9 \cdot 0,60^2}{2} = 2,3 \text{ KNm}$$

Il momento flettente agente nella mezzeria della trave appoggiata è pari a:

$$M_2 = \frac{q \cdot L^2}{8} - M = \frac{12,9 \cdot 3,04^2}{8} - 2,3 = 12,6 \text{ KNm}$$

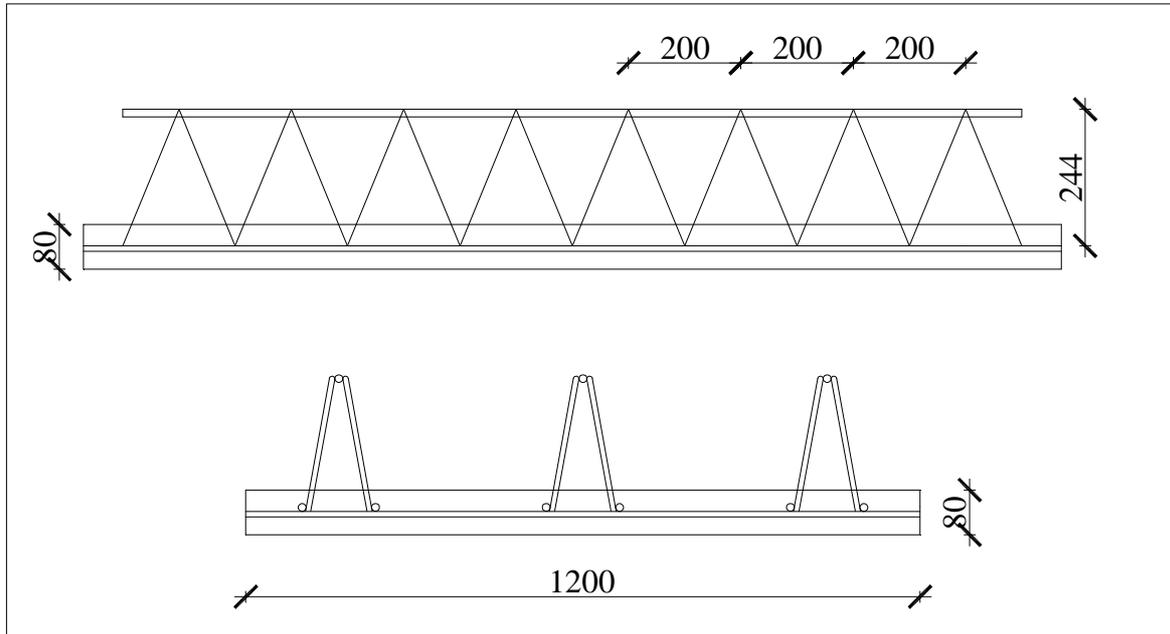


Figura 3.2: traliccio resistente della soletta

Lo sforzo normale agente sul corrente superiore si calcola nel modo seguente:

$$N = \frac{M_2 \cdot 1,35}{h} = \frac{12,6 \cdot 1,35}{0,244} = 69,7 \text{ KN}$$

Supponendo di voler utilizzare barre $\phi 14$, per valutare il numero di ferri necessari, si calcola la resistenza all'instabilità $N_{b,Rd}$ in ogni barra compressa. Questa si valuta come indicato al paragrafo 4.2.4.1.3.1 de D.M. 2008.

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

I coefficienti χ dipendono dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato; essi si desumono in funzione di appropriati valori della snellezza adimensionale $\bar{\lambda}$, dalla seguente formula:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

dove $\Phi = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$

α è il fattore di imperfezione, ricavato in funzione della curva data dalla in tabella 4.2.VI del D.M. del 2008.

La snellezza adimensionale $\bar{\lambda}$ è pari a:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}}$$

Il valore del carico critico euleriano, considerando un' asta semplicemente appoggiata, si calcola tramite la seguente espressione:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EJ}{(\beta L)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 1885,7}{1 \cdot 200^2} = 97609 \text{ N}$$

dove:

$E = 210000 \frac{N}{mm^2}$ è il modulo elastico dell' acciaio;

$J = 1885,7 \text{ mm}^2$ è il momento d'inerzia della sezione della barra;

$\beta = 1$ è il coefficiente di libera inflessione per lo schema appoggio-appoggio;

L è la lunghezza libera d'inflessione della barra.

Quindi il valore della snellezza adimensionale è:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{154 \cdot 450}{97609}} = 0,842$$

Di conseguenza:

$$\Phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,49(0,842 - 0,2) + 0,842^2 \right] = 1,01$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{1,01 + \sqrt{1,01^2 - 0,842^2}} = 0,637$$

Quindi il valore della resistenza all'instabilità in ogni barra compressa vale:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} = \frac{0,637 \cdot 154 \cdot 450}{1,15} = 38386 \text{ N} = 38,3 \text{ KN}$$

Essendo lo sforzo sollecitante pari a 69,7 kN, si utilizzano 3 ϕ 14: $N_{b,Rd \text{ tot}} = 38,3 \cdot 3 = 114,9 \text{ kN}$

FASE DI GETTO 2

Il momento nella sezione di incastro vale:

$$M = \frac{q_1 \cdot L_1^2}{2} + (q_2 \cdot L_2) \cdot \left(L_1 + \frac{L_2}{2} \right) = \frac{12,9 \cdot 0,7^2}{2} + (17,4 \cdot 1,5) \cdot \left(0,7 + \frac{1,5}{2} \right) = 41 \text{ KNm}$$

Lo sforzo di trazione si ottiene dividendo il valore del momento negativo appena calcolato per l'altezza h del traliccio.

$$N = \frac{M}{h} = \frac{41 \cdot 1,35}{0,244} = 226,9 \text{ KN}$$

Su ogni barra si avrà quindi:

$$N_{barra} = \frac{N}{3} = \frac{226,9}{3} = 75,63 \text{ KN}$$

Il carico ultimo per trazione di ogni barra si valuta mediante la seguente relazione:

$$N_{u,t} = A_{barra} \cdot f_{yd} = \frac{154 \cdot 391,3}{1000} = 60,26 \text{ KN} < 75,63 \text{ La verifica non è soddisfatta.}$$

Questo non è un grosso problema in quanto verranno calcolate delle armature per sostenere il momento negativo di seconda fase a momento negativo. La sezione d'incastro è già completamente reagente quando viene eseguito il getto di seconda fase, quindi le barre trasversali che si andranno a dimensionare successivamente saranno già perfettamente aderenti al calcestruzzo.

3.1.2 Calcolo di fase 2

Si considera una striscia di soletta pari ad 1 m.

La soletta è completa e deve sopportare i carichi permanenti portati ed i carichi mobili previsti dalla normativa.

Si presume che la sezione che si troverà nelle condizioni più critiche sarà quella in corrispondenza dello sbalzo e, come è stato fatto sottolineare in precedenza, il traliccio non è in grado di sopportare la sollecitazione di trazione di fase 1. Pertanto si decide di considerare in questa fase di calcolo anche il peso proprio del getto di calcestruzzo per essere a favore di sicurezza.

In figura si riporta lo schema statico della soletta e la sezione considerata per il calcolo

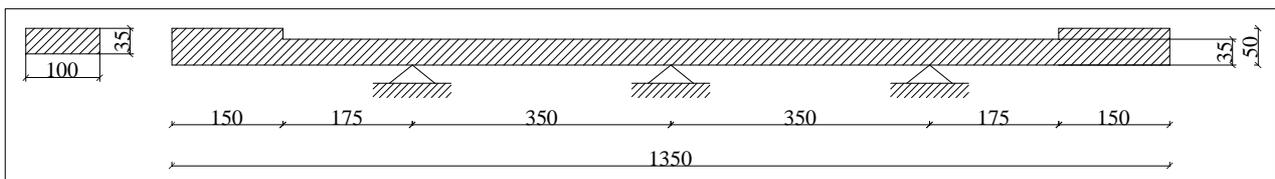


Figura 3.3: schema statico della soletta in fase 2

3.1.2.1 Analisi dei carichi

CARICHI PERMANENTI

1. Calcestruzzo..... $25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \times 0,35 \times 1 = 8,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
2. Calcestruzzo marciapiede..... $25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \times 0,50 \times 1 = 12,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

3. pavimentazione stradale.....	3	$\frac{kN}{m^2} \times 1 = 3 \frac{kN}{m}$
4. Fascione in alluminio.....	1	$\frac{kN}{m}$
5. Parapetto.....	1	$\frac{kN}{m}$
6. Barriera bordo ponte tipo H2.....	1	$\frac{kN}{m}$
		$3 \frac{kN}{m}$

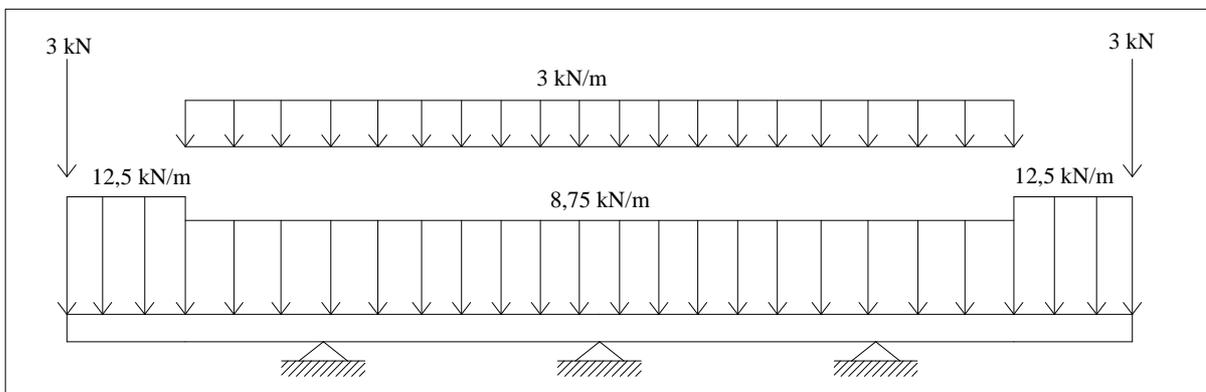


Figura 3.4: carichi permanenti sulla soletta

CARICHI VARIABILI DA TRAFFICO

I carichi variabili da traffico sono definiti nel 5.1.3.3.3 della NTC 2008.

Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dai seguenti schemi di carico:

Schema di Carico 1: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

Schema di Carico 2: è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.

Schema di Carico 3: è costituito da un carico isolato da 150kN con impronta quadrata di lato 0,40m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurvia.

Schema di Carico 4: è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.

Schema di Carico 5: costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m². Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m². Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.

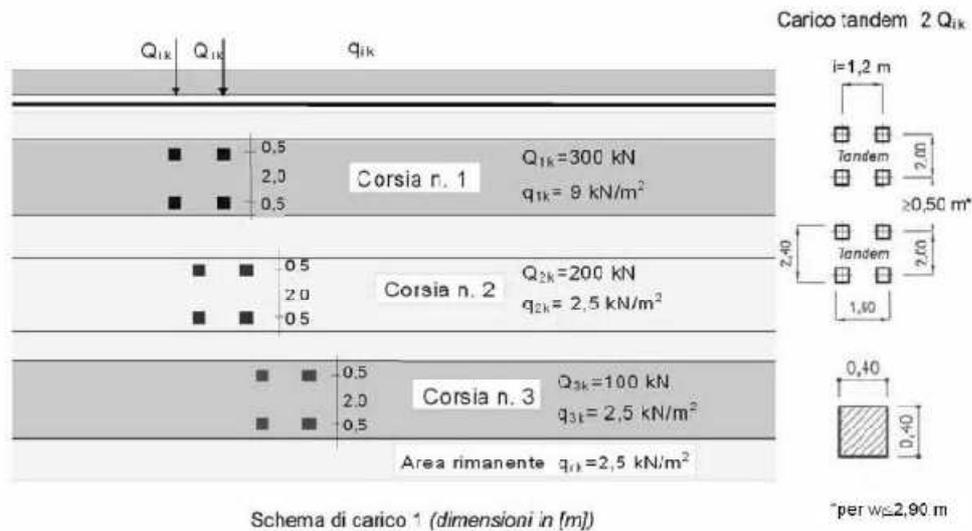


Figura 3.5 carichi variabili da traffico secondo il D.M. 2008

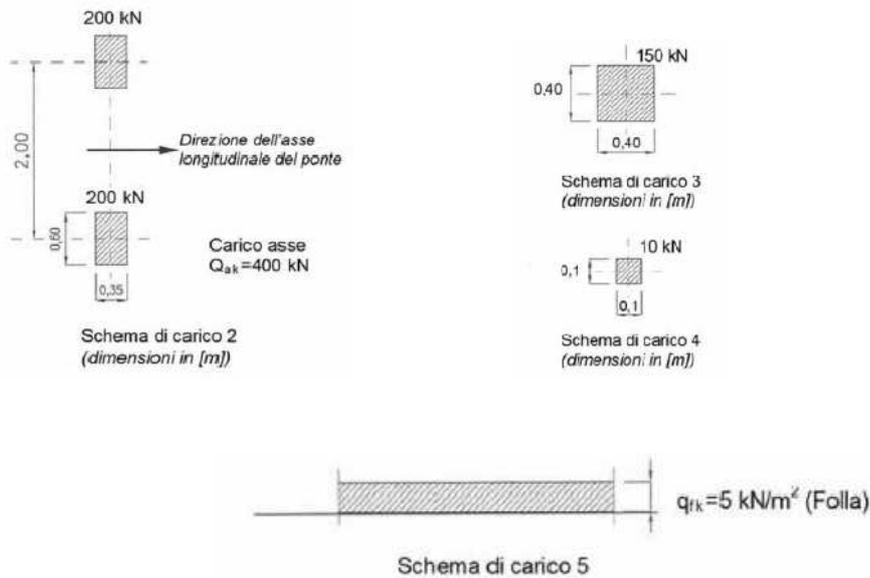


Figura 3.6 impronte di carico relative agli schemi dei carichi da traffico

Diffusione dei carichi concentrati

I carichi concentrati da considerarsi ai fini delle verifiche locali ed associati agli Schemi di Carico 1, 2, 3 e 4 si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta. La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire secondo un angolo di 45° , fino al piano medio della struttura della soletta sottostante.

Per tener conto dell'effetto lastra, si aumenta la lunghezza delle impronte di carico di una lunghezza pari alla metà dell'interasse fra gli appoggi.

IMPRONTA DI CARICO 1

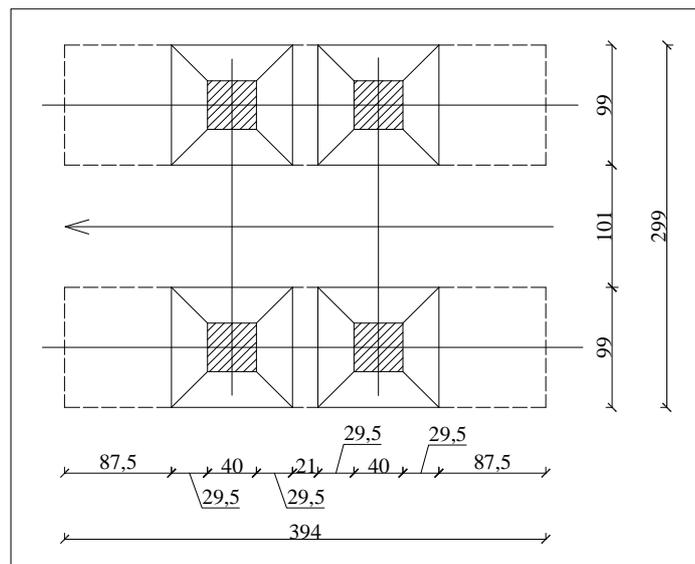


Figura 3.7 impronta di carico 1

Il carico agente su una striscia di profondità pari a 3,94 m vale

$$\frac{300 \text{ kN}}{(3,94 \cdot 0,99)} = 76,91 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \rightarrow \text{considerando una striscia trasversale di larghezza pari a 1 m,}$$

l'impronta di carico 1 si traduce in due carichi distribuiti su una lunghezza di 0,99 m, pari a $76,91 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ posti ad 1,01 m di distanza l'uno dall'altro.

IMPRONTA DI CARICO 2

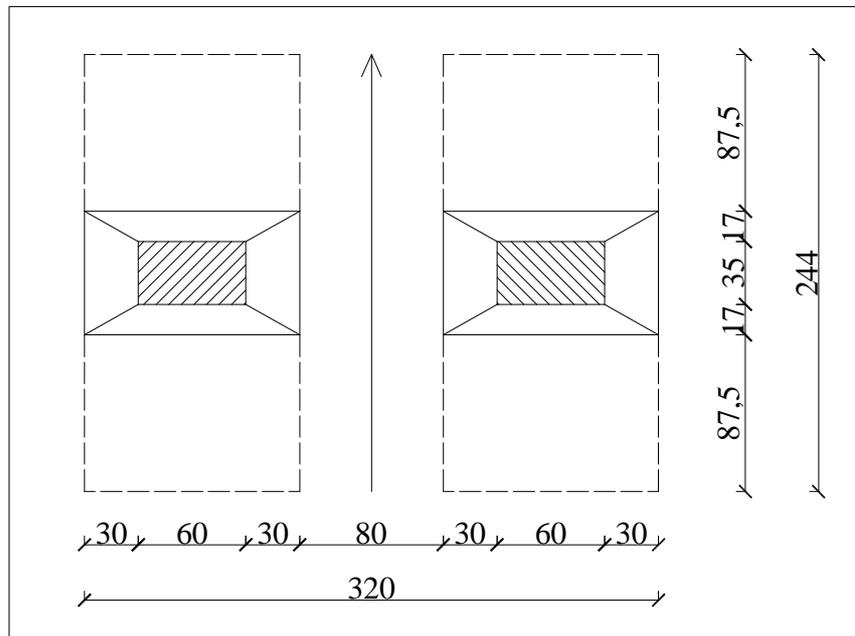


Figura 3.8 impronta di carico 2

Il carico agente su una striscia di profondità pari a 2,44 m vale

$$\frac{200 \text{ kN}}{(2,44 \cdot 1,2)} = 68,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \rightarrow \text{considerando una striscia trasversale di larghezza pari a 1 m,}$$

l'impronta di carico 2 si traduce in due carichi distribuiti su una lunghezza di 1,20 m, pari a $68,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ posti ad 0,80 m di distanza l'uno dall'altro.

SINGOLA IMPRONTA DI CARICO 2 (DIFFUSIONE FINO ASSE TRAVE)

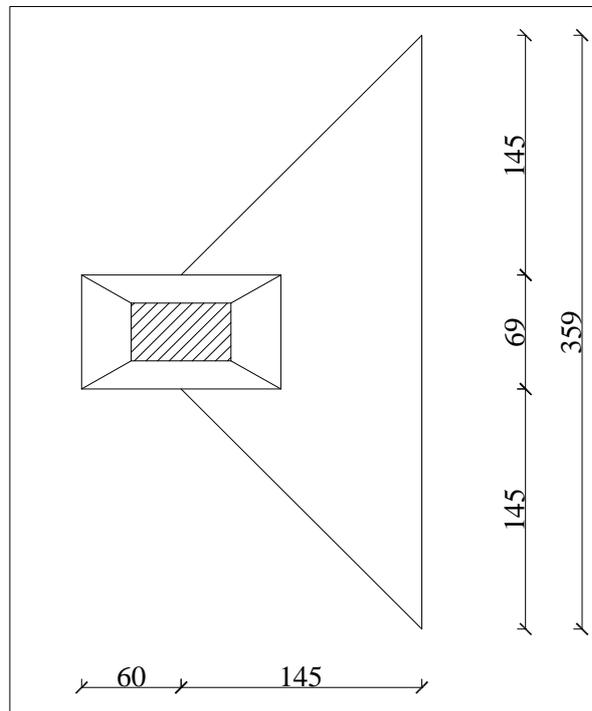


Figura 3.9 diffusione della singola impronta di carico 2

L'impronta di carico 2 è posizionata al limite del marciapiede e la sua di ffusione arriva fino all'asse trave.

$$\frac{200 \text{ kN}}{(0,6 \cdot 0,69) + [(0,69 + 3,59) \cdot 1,45 \cdot 0,5]} = 56,86 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \rightarrow$$
 considerando una striscia trasversale di larghezza pari a 1 m, l'impronta di carico 2 si traduce in un carico distribuiti su una lunghezza di 1,20 m, pari a $56,86 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$.

DISPOSIZIONE DEI CARICHI VARIABILI DA TRAFFICO

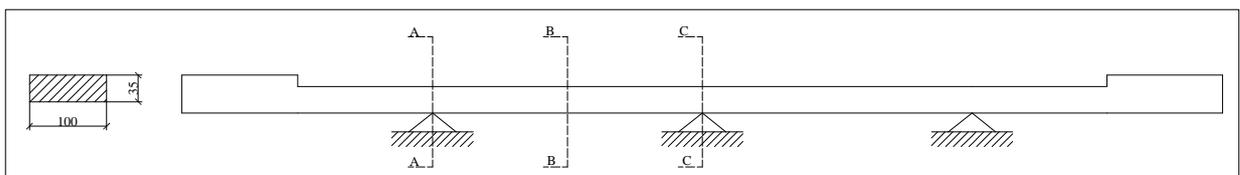


Figura 3.10: sezioni di interesse per la massimizzazione delle sollecitazioni

Il posizionamento dei carichi variabili da traffico viene eseguito in modo tale da massimizzare le azioni in corrispondenza delle sezioni A-A, B-B, C-C.

Le configurazioni di carico verranno illustrate nelle figure che seguono.

Condizione di carico 1

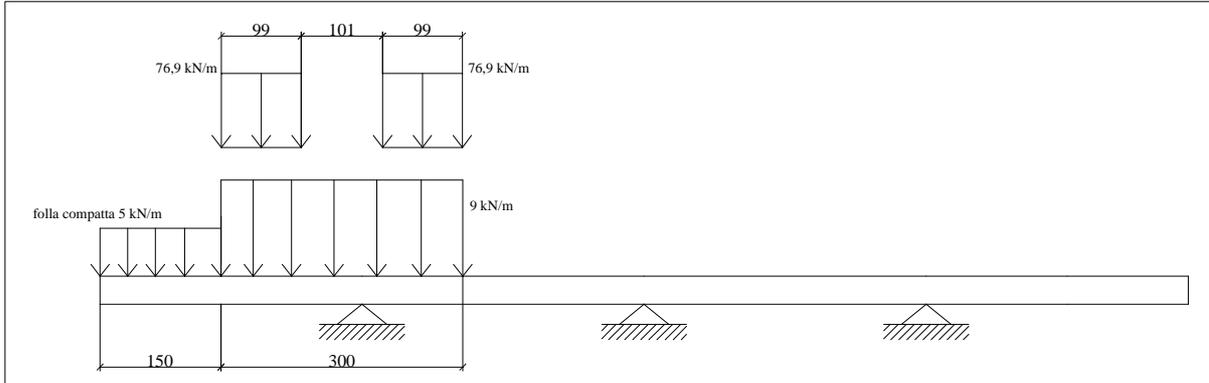


Figura 3.11: condizione di carico 1

Condizione di carico 2

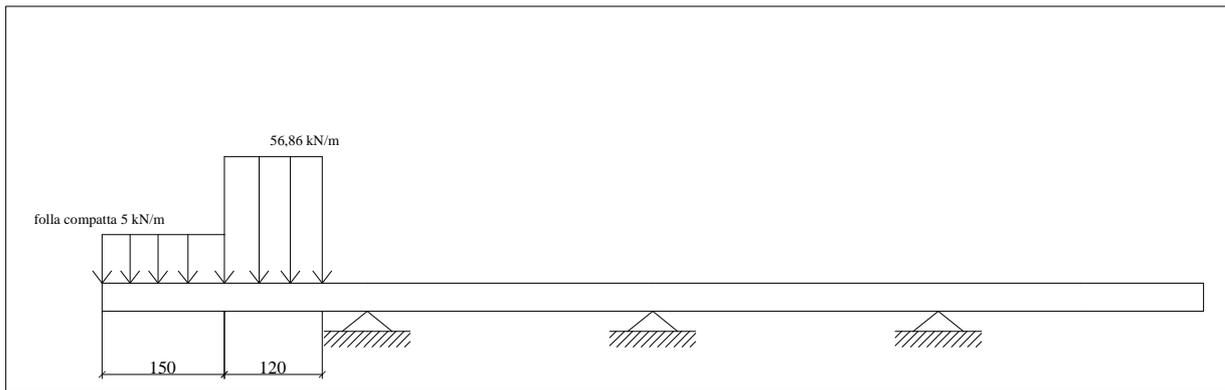


Figura 3.12: condizione di carico 2

Condizione di carico 3

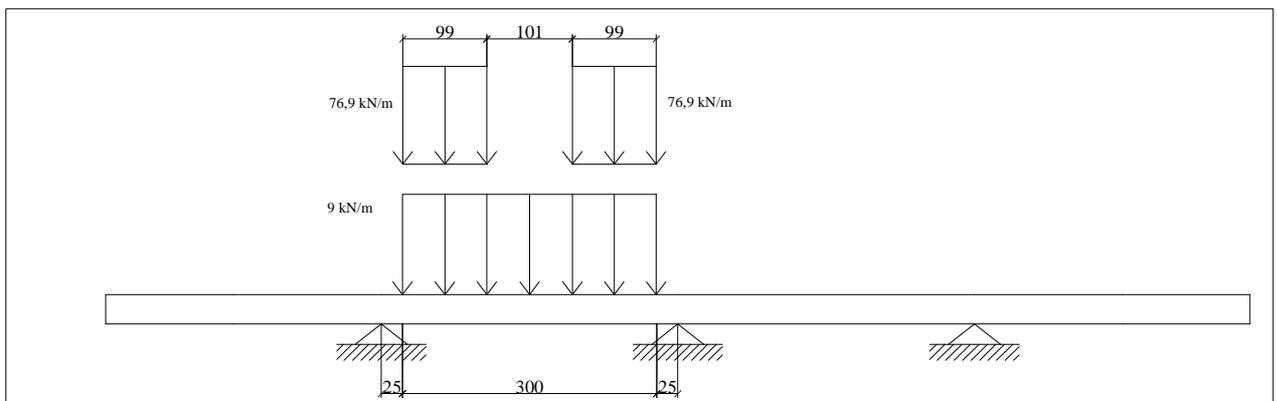


Figura 3.13: condizione di carico 3

Condizione di carico 4

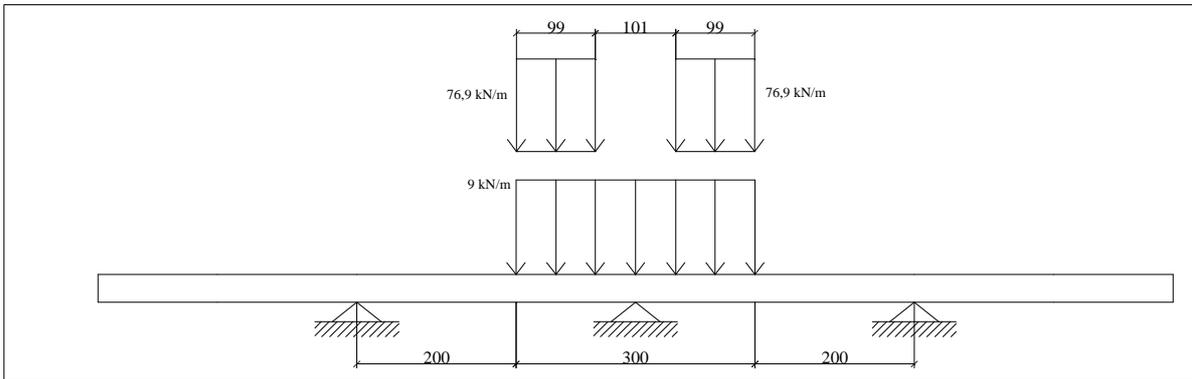


Figura 3.14: condizione di carico 4

3.1.2.2 Calcolo delle sollecitazioni

Vengono di seguito riportati gli involuipi dei diagrammi di momento flettente e taglio. Le sollecitazioni sono ottenute con carichi già fattorizzati allo stato limite ultimo (2.5.1 NTC 2008)

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

Con

$$\gamma_{G1} = 1,35 \text{ (carichi strutturali)}$$

$$\gamma_{G2} = 1,50 \text{ (carichi non strutturali)}$$

$$\gamma_{Q1} = 1,35 \text{ (carichi variabili da traffico)}$$

Inviluppo dei diagrammi delle sollecitazioni flettenti

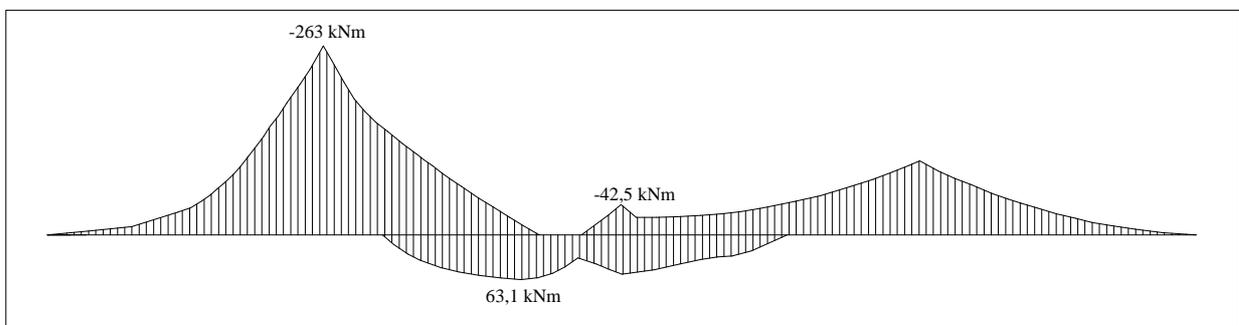


Figura 3.15: involuppo del momento flettente

Inviluppo dei diagrammi delle sollecitazioni taglianti

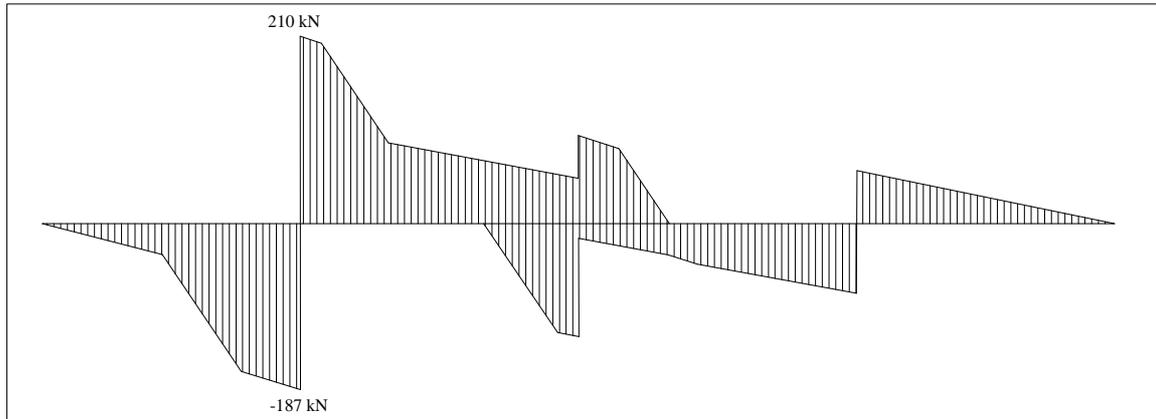


Figura 3.16: involuppo del taglio

3.1.2.3 Progetto e verifica delle armature a flessione

SEZIONE A-A

Il dimensionamento e la verifica della sezione A-A viene effettuato considerando le seguenti sollecitazioni:

$$M_{sd} = -263 \text{ kNm}$$

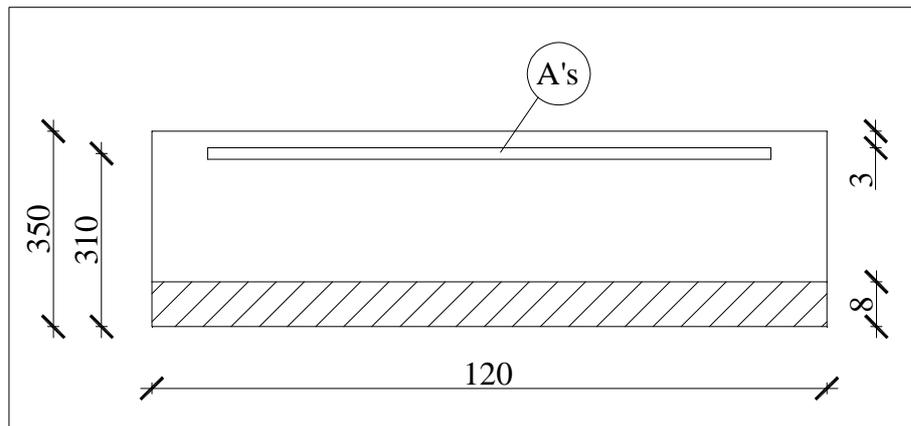


Figura 3.17: sezione A-A

$$A_s' = \frac{M_{sd}}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{263 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 310 \cdot 391,3} = 2409 \text{ mm}^2$$

Si decide di disporre $\phi 20/12,5$ per un totale di $28,27 \text{ cm}^2$, con un copriferro superiore pari a 3 cm e quello inferiore pari a 8 cm.

Tramite il programma freeware VCASLU si è proceduto al calcolo del momento resistente ultimo:

$$M_{Rd} = -285,8 \text{ kNm}$$

VERIFICA

Per la 4.1.9 deve risultare che $M_{Rd} > M_{sd} \Rightarrow 285,8 > 263$ **VERIFICATO**

Trasversalmente si dispone il 25% dell'armatura calcolata: $7,07 \text{ cm}^2$.

Si decide di disporre barre $\phi 14/20$, per un totale di $7,693 \text{ cm}^2$

VERIFICA DELLA SEZIONE A TAGLIO

Il taglio resistente è fornito dalla 4.1.14 che qui si riporta per comodità:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0,15 \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Nel caso in esame risulta:

$$k = 1 + \left(\frac{200}{d} \right)^{\frac{1}{2}} = 1 + \left(\frac{200}{300} \right)^{\frac{1}{2}} = 1,81$$

$$\rho_1 = \frac{A_a}{b_w \cdot d} = \frac{2827}{1000 \cdot 300} = 0,0094$$

$$\sigma_{cp} = 0$$

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot 1,81 \cdot \frac{(100 \cdot 0,0094 \cdot 32)^{\frac{1}{3}}}{1,5} \right\} \cdot 1000 \cdot 300 \cdot 10^{-3} = 203 \text{ kN}$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0,035 \cdot 1,81^{1,5} \cdot \sqrt{32} = 0,48$$

$$0,48 \cdot 300 \cdot 1000 \cdot 10^{-3} = 144 \text{ kN}$$

Dal calcolo risulta che la 4.1.14 è verificata

E' necessario osservare che il taglio in corrispondenza della sezione A-A proveniente dal calcolo strutturale non è corretto. La soletta appoggia sulla piattabanda superiore della trave in

acciaio avente una larghezza di 0,9 m. Eseguendo nuovamente l'analisi considerando quest'aspetto, risulta che il taglio massimo sollecitante allo SLU vale:

$$V_{sd} = 178 \text{ kN}$$

VERIFICA

Per la 4.1.13 deve risultare che $V_{Rd} > V_{sd} \Rightarrow 203 > 178$

VERIFICATO

Non è pertanto necessario armare a taglio.

SEZIONE B-B

Il dimensionamento e la verifica della sezione B-B viene effettuato considerando le seguenti sollecitazioni:

$$M_{sd} = +63,1 \text{ kNm}$$

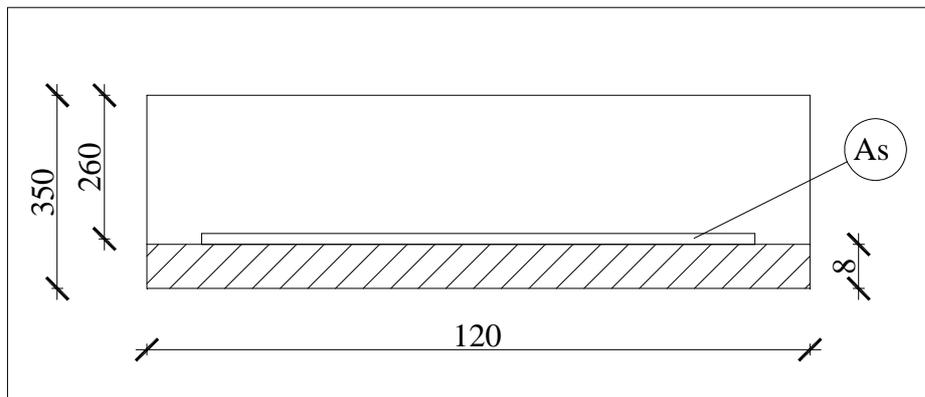


Figura 3.18: sezione B-B

$$A_s' = \frac{M_{sd}}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{63,1 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 260 \cdot 391,3} = 689 \text{ mm}^2$$

Si decide di disporre $\phi 20 / 20$ per un totale di $15,7 \text{ cm}^2$, con un copriferro inferiore pari a 8 cm (spessore soletta bastrada).

Tramite il programma freeware VCASLU si è proceduto al calcolo del momento resistente ultimo:

$$M_{Rd} = +167,4 \text{ kNm}$$

VERIFICA

Per la 4.1.9 deve risultare che $M_{Rd} > M_{sd} \Rightarrow 167,4 > 63,1$ **VERIFICATO**

Trasversalmente si dispone il 25% dell'armatura calcolata: $3,93 \text{ cm}^2$.

Si decide di disporre barre $\phi 14 / 25$, per un totale di $6,15 \text{ cm}^2$

VERIFICA DELLA SEZIONE A TAGLIO

Il taglio resistente è fornito dalla 4.1.14 che qui si riporta per comodità:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0,15 \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Nel caso in esame risulta:

$$k = 1 + \left(\frac{200}{d} \right)^{\frac{1}{2}} = 1 + \left(\frac{200}{300} \right)^{\frac{1}{2}} = 1,81$$

$$\rho_1 = \frac{A_a}{b_w \cdot d} = \frac{1570}{1000 \cdot 300} = 0,0052$$

$$\sigma_{cp} = 0$$

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot 1,81 \cdot \frac{(100 \cdot 0,0052 \cdot 32)^{\frac{1}{3}}}{1,5} \right\} \cdot 1000 \cdot 300 \cdot 10^{-3} = 218 \text{ kN}$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0,035 \cdot 1,81^{1,5} \cdot \sqrt{32} = 0,48$$

$$0,48 \cdot 300 \cdot 1000 \cdot 10^{-3} = 144 \text{ kN}$$

Dal calcolo risulta che la 4.1.14 è verificata

E' necessario osservare che il taglio in corrispondenza della sezione A-A proveniente dal calcolo strutturale non è corretto. La soletta appoggia sulla piattabanda superiore della trave in acciaio avente una larghezza di 0,9 m. Eseguendo nuovamente l'analisi considerando quest'aspetto, risulta che il taglio massimo sollecitante allo SLU vale:

$$V_{sd} = 178 \text{ kN}$$

VERIFICA

Per la 4.1.13 deve risultare che $V_{Rd} > V_{sd} \Rightarrow 218 > 74$ **VERIFICATO**

Non è pertanto necessario armare a taglio.

La sezione C-C viene armata analogamente alla sezione B-B.

Riepilogo armature delle armature nella soletta:

	SEZIONE A-A	SEZIONE B-B	SEZIONE C-C
barre inferiori trasversali	$\phi 20 / 20$	$\phi 20 / 20$	$\phi 20 / 20$
barre inferiori longitudinali	$\phi 14 / 20$	$\phi 14 / 20$	$\phi 14 / 20$
barre superiori trasversali	$\phi 20 / 12,5$	$\phi 20 / 25$	$\phi 20 / 25$
barre superiori longitudinali	$\phi 14 / 20$	$\phi 14 / 20$	$\phi 14 / 20$

Tabella 3.1: riepilogo delle armature della soletta

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Vengono di seguito riportati gli involuipi dei diagrammi di momento flettente . Le sollecitazioni sono ottenute con carichi già fattorizzati per la combinazione di carico rara (2.5.1 NTC 2008)

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \dots \quad (2.5.2)$$

Il diagramma sotto riportato tiene conto del fatto che la soletta appoggia sulla piattabanda superiore della trave in acciaio.

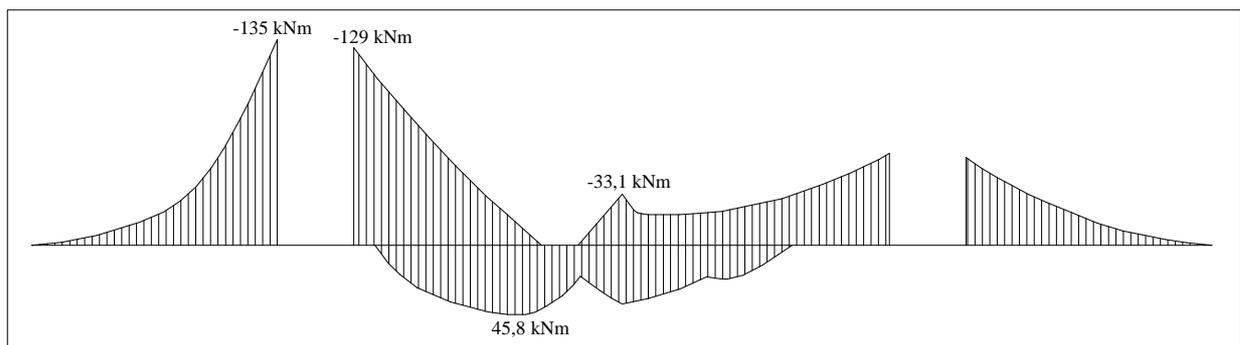


Figura 3.19: involuppo dei momenti flettenti allo SLE

Per la verifica di fessurazione si fa riferimento a quanto prescritto nel C4.1.2.2.4.6. La verifica a fessurazione per via indiretta può riferirsi ai limiti di tensione nell'acciaio definiti nelle tabelle C4.1.II e C4.1.III. La tensione σ_s è quella nell'acciaio d'armatura prossimo al lembo teso della sezione calcolata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente.

Lo stato limite di apertura delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari a:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm}$$

Per l'esecuzione della verifica si considera la sezione maggiormente sollecitata, ossia la A-A.

La tensione σ_s vale:

$$\sigma_s = \frac{M}{0,9 \cdot d \cdot A_s} = \frac{135 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 300 \cdot 2827} = 176 \text{ MPa} \approx 180 \text{ MPa}$$

Facendo riferimento alla tabella C4.1.II ed interpolando linearmente i valori delle prime due tensioni, si deduce che il diametro massimo consentito per le barre è 22 mm. In questo caso le barre adottate hanno diametro di 20 mm, pertanto tale requisito risulta soddisfatto.

Facendo riferimento alla tabella C4.1.III Risulta che per una tensione nell'acciaio pari a 180 MPa, la spaziatura massima tra le barre non deve essere superiore di 150 mm. In questo caso la spaziatura tra le barre è 125 mm, pertanto anche questo requisito risulta soddisfatto.

La verifica risulta quindi essere soddisfatta.

3.2 Progetto delle travi longitudinali

3.2.1 Analisi dei carichi

Le azioni da considerare nel caso di ponti stradali sono:

1. Azioni permanenti;
2. le distorsioni, ivi comprese quelle dovute a presollecitazioni di progetto e quelle di origine termica;
3. le azioni variabili da traffico;
4. le azioni variabili di vento e neve;
5. le azioni eccezionali;
6. le azioni sismiche.

La viscosità deve essere considerata associata alle azioni per le quali da effetto.

AZIONI PERMANENTI

1. peso proprio degli elementi strutturali e non strutturali: g_1
2. carichi permanenti portati: g_2 (pavimentazione stradale, marciapiedi, sicurvias, parapetti, attrezzature stradali, rinfianchi e simili)

DEFORMAZIONI IMPRESSE

1. distorsioni e presollecitazioni di progetto: ε_1 (non presenti)
2. effetti reologici: ritiro e viscosità ε_2 , variazioni termiche ε_3

Per il calcolo delle sollecitazioni sulla travatura in acciaio si fa riferimento a tre diverse situazioni:

- carichi agenti sulla sola carpenteria metallica
- carichi agenti sulla sezione composta a breve termine
- carichi agenti sulla sezione composta a lungo termine

1. Carichi agenti sulla sola carpenteria metallica

Durante la fase di getto della soletta la sezione resistente è solamente quella delle travi metalliche, i carichi che ciascuna delle due travi devono sopportare sono:

- Peso proprio della struttura metallica
- Peso del getto di calcestruzzo della soletta

2. Carichi agenti sulla sezione composta acciaio-calcestruzzo a BREVE TERMINE (si considera il modulo elastico istantaneo del calcestruzzo)

Per tenere in conto del fatto che il calcestruzzo non reagisce a trazione, sugli appoggi intermedi si considera una rigidezza ridotta, eliminando una parte di soletta collaborante che pari al 15% della lunghezza della campata. Quindi, in corrispondenza degli appoggi la sezione resistente sarà composta dalla trave in acciaio e dalle armature longitudinali presenti nella soletta.

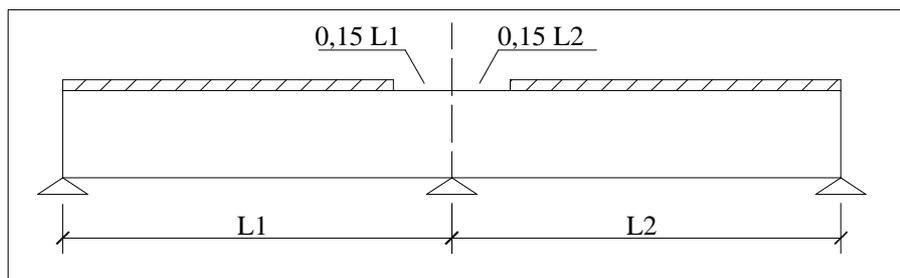


Figura 3.20: eliminazione del 15% della soletta collaborante

Le azioni a breve termine sono:

- Variazione termica
- Carichi mobili da traffico
- Vento

3. Carichi agenti sulla sezione di calcestruzzo a LUNGO TERMINE (modulo elastico del calcestruzzo dimezzato rispetto al valore di quello istantaneo)

La sezione resistente prevede la presenza della soletta anche in corrispondenza delle zone d'appoggio, le azioni a lungo termine sono:

- Ritiro termico della soletta
- Carichi permanenti portati

CARPENTERIA METALLICA

Il peso proprio totale della sola carpenteria metallica è 4414 kN, quindi mediamente (si ricorda che il profilo delle travi metalliche è variabile con raccordo circolare sulla lunghezza della campata) il peso che si scarica su ognuna delle due travi principali è $\frac{4414}{2 \cdot 189} = 11,67 \frac{kN}{m}$. Si è lasciato al calcolatore il compito di stimare con precisione la variabilità longitudinale del carico distribuito

carpenteria metallica.....11,67 $\frac{kN}{m}$

SOLETTA IN CALCESTRUZZO

Il volume per ogni metro lineare di soletta vale $(1,50 \times 0,50 \times 1 \times 2) + (10,5 \times 0,35 \times 1) = 5,175 m^3$

Quindi il peso al metro lineare di una sezione trasversale di soletta vale

$5,175 \frac{m^3}{m} \times 25 \frac{kN}{m^3} = 129,4 \frac{kN}{m}$, su ogni trave in acciaio grava il carico di $\frac{129,4}{2} \frac{kN}{m} = 64,7 \frac{kN}{m}$.

soletta in calcestruzzo.....64,7 $\frac{kN}{m}$

PESI PROPRI PORTATI

Fascione in alluminio, sicurvia e parapetti, corredi stradali vengono considerati come 1 $\frac{kN}{m}$ ciascuno.

Pesi propri portati.....3 $\frac{kN}{m}$

VARIAZIONE TERMICA

La temperatura dell'aria esterna, T_{est} , può assumere il valore T_{max} o T_{min} , definite rispettivamente come temperatura massima estiva e minima invernale dell'aria nel sito della costruzione, con

riferimento ad un periodo di ritorno di 50 anni. In mancanza di dati specifici relativi al sito in esame, possono assumersi i valori: $T_{\max} = 45^{\circ}\text{C}$ e $T_{\min} = -15^{\circ}\text{C}$. Il campo di temperatura sulla sezione di un elemento strutturale monodimensionale con asse longitudinale, può essere in generale descritto mediante la componente uniforme $\Delta T_u = T - T_0$ pari alla differenza tra la temperatura media attuale T e quella iniziale alla data della costruzione T_0 . La temperatura media attuale T può essere valutata come media tra la temperatura esterna $T_{\text{sup,est}}$ e quella della superficie interna dell'elemento considerato $T_{\text{sup,int}}$.

Queste due temperature vengono valutate a partire dalla temperatura dell'aria esterna, T_{est} , tenendo conto del trasferimento di calore per irraggiamento e per convezione. In mancanza di determinazioni più precise, la temperatura iniziale può essere assunta $T_0 = 15^{\circ}\text{C}$. Per la valutazione dell'irraggiamento solare si può fare riferimento alla tabella 3.5.I della NTC 2008.

Stagione	Natura della superficie	Incremento di Temperatura	
		superfici esposte a Nord-Est	superfici esposte a Sud-Ovest od orizzontali
Estate	Superficie riflettente	0°C	18°C
	Superficie chiara	2°C	30°C
	Superficie scura	4°C	42°C
Inverno		0°C	0°C

Tabella 3.2: valutazione dell'irraggiamento solare

Nel caso in cui la temperatura non costituisca azione fondamentale per la sicurezza o per l'efficienza funzionale della struttura, è consentito per gli edifici tenere conto della sola componente ΔT_u , ricavandola direttamente dalla tabella 3.5.II.

Tipo di struttura	ΔT_u
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	$\pm 15^{\circ}\text{C}$
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	$\pm 10^{\circ}\text{C}$
Strutture in acciaio esposte	$\pm 25^{\circ}\text{C}$
Strutture in acciaio protette	$\pm 15^{\circ}\text{C}$

Tabella 3.3: valutazione di ΔT_u

Pertanto si considerano:

$$T_{est} \begin{cases} T_{max} = 45^{\circ}C \\ T_{min} = -15^{\circ}C \end{cases}$$

Il T_{max} sulla pavimentazione per irraggiamento è $45^{\circ}C+42^{\circ}C=87^{\circ}C$

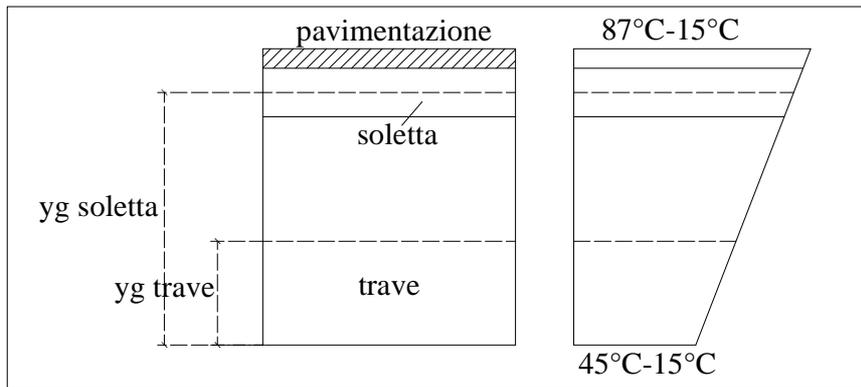


Figura 3.21: variazione termica sulla sezione

Il $\Delta T_{min} = -30^{\circ}C$

Il criterio di calcolo adottato è il seguente: in base alla prescrizione normativa, è stata applicata la temperatura al baricentro della trave e a quello della soletta per simulare la variazione termica differenziale. Nella tabella sottostante si riportano le temperature calcolate per i vari conci di trave

H trave	T baricentro trave [°C]	T baricentro soletta [°C]
280	44,4	68,2
263	44,2	68,0
245	44,0	67,8
225	43,7	67,4
205	43,4	67,1
185	43,1	66,7
165	42,6	66,2

Tabella 3.4: temperature calcolate per i vari conci di trave

VENTO

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p_f = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove q_b è la pressione cinetica di riferimento, c_e è il coefficiente di esposizione, c_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento il cui valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento; c_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

Calcolo dei coefficienti

- $q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 25^2 = 391 \frac{N}{m^2}$
- $c_e = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] = 0,2^2 \cdot \ln\left(\frac{21,75}{0,1}\right) \cdot \left[7 + \ln\left(\frac{21,75}{0,10}\right)\right] = 2,66$

($z=21,75$ m, classe di rugosità del terreno tipo “C”, classe di esposizione del sito “III”, $k_r=0,20$, $z_0=0,1$ m)

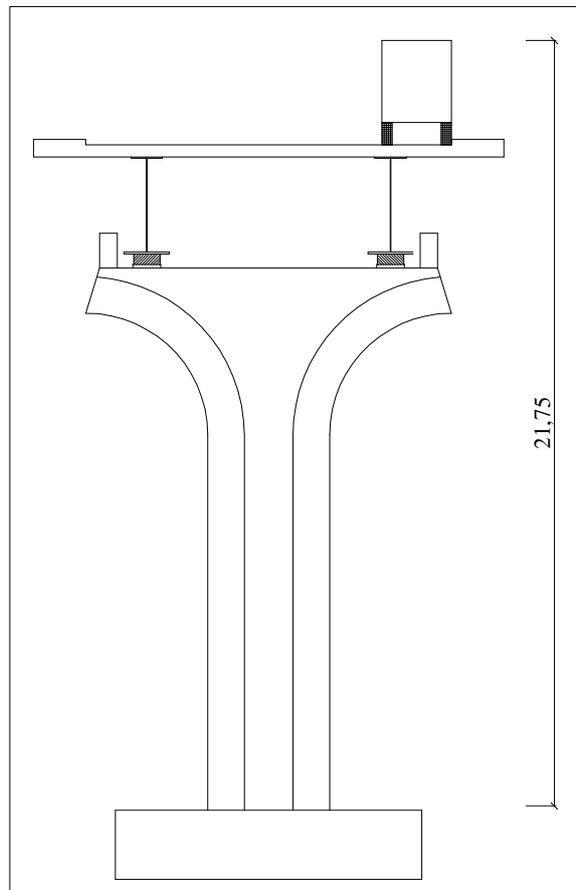


Figura 3.22: calcolo della quota z sulle pile 2, 3

- $$c_e = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] = 0,2^2 \cdot \ln\left(\frac{13,95}{0,1}\right) \cdot \left[7 + \ln\left(\frac{13,95}{0,1}\right)\right] = 2,35$$

($z=13,95$ m, classe di rugosità del terreno tipo “C”, classe di esposizione del sito “III”, $k_r=0,20$, $z_0=0,1$ m)

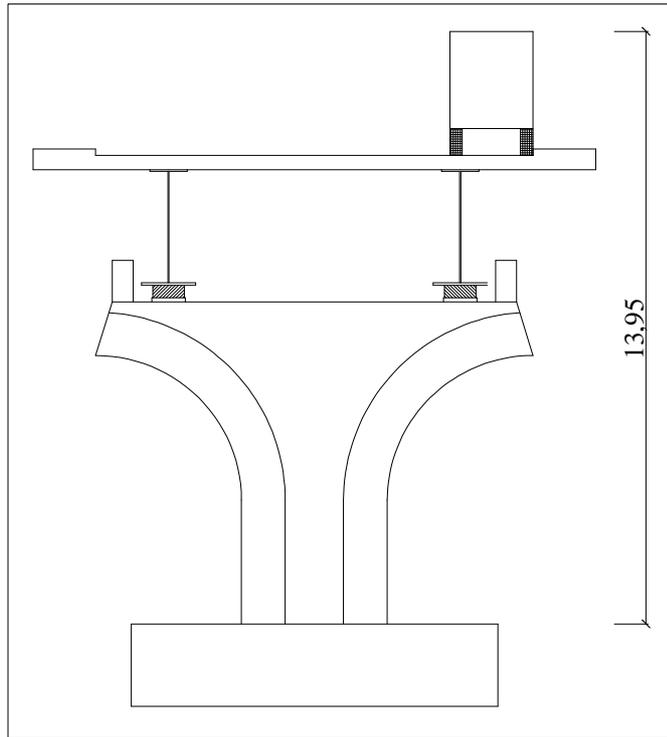


Figura 3.23: calcolo della quota z sulle pile 1, 4

- $$c_p = 2,4 - 1 = 1,4 \quad (\varphi = 1)$$

Quindi, il carico in corrispondenza delle pile 2-3 e 1-4 vale rispettivamente:

$$p_f(15,60) = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 391 \cdot 2,66 \cdot 1,4 \cdot 1 = 1456 \frac{N}{m^2} \times 1 m = 1,456 \frac{kN}{m}$$

$$p_f(7,80) = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 391 \cdot 2,35 \cdot 1,4 \cdot 1 = 1287 \frac{N}{m^2} \times 1 m = 1,287 \frac{kN}{m}$$

In via cautelativa, per il calcolo del momento ribaltante provocato dal carico, ci si riferisce ai conci di impalcato che “imbarcano” più vento, quindi quelli dove la trave ha la massima altezza ($H=280$ cm) in corrispondenza delle pile.

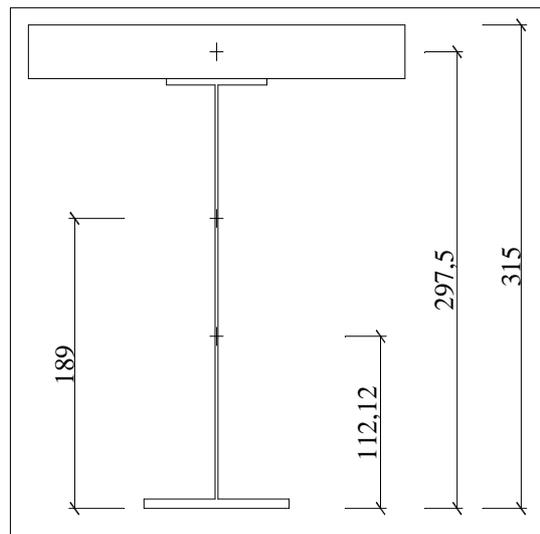


Figura 3.24: sezione della trave in corrispondenza delle pile

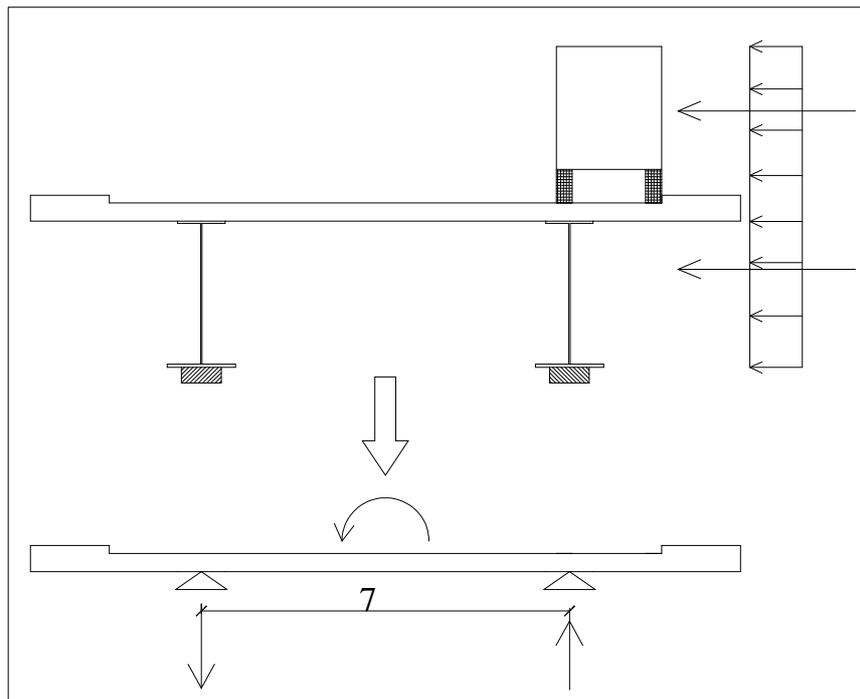


Figura 3.25: calcolo del momento ribaltante a ponte carico

$$M = (1,456 \times 3,15 \times 1,88) + (1,456 \times 3 \times 4,65) = 29 \text{ kNm}$$

$$q_{\text{vento},1} = \frac{29}{7} = 4,14 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M = (1,4287 \times 3,15 \times 1,88) + (1,287 \times 3 \times 4,65) = 25,6 \text{ kNm}$$

$$q_{vento,2} = \frac{25,6}{7} = 3,66 \frac{kN}{m}$$

Quindi, in definitiva

$$\begin{aligned} q_{vento,1} & \dots\dots\dots 4,14 \frac{kN}{m} \\ q_{vento,2} & \dots\dots\dots 3,66 \frac{kN}{m} \end{aligned}$$

RITIRO TERMICO DELLA SOLETTA IN CALCESTRUZZO

La deformazione totale da ritiro si può esprimere come:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$$

Dove:

ϵ_{cs} è la deformazione totale per ritiro

ϵ_{cd} è la deformazione per ritiro da essiccamento

ϵ_{ca} è la deformazione per ritiro autogeno

In maniera semplificativa si può assumere che il ritiro della soletta sia assimilabile ad una variazione termica di -24°C. Per tenere conto del fatto che la soletta viene gettata per fasi, prima sugli appoggi e poi in campata e che quindi l'effetto del ritiro viene mitigato, perché parte della soletta può accorciarsi liberamente, si considera una variazione termica sulla soletta pari a -12°C.

CARICHI VARIABILI DA TRAFFICO

Per massimizzare il carico variabile da traffico su una delle due travi metalliche, si considerano due possibili configurazioni di carico, riportate nelle figure 3.26 e 3.27

CONDIZIONE DI CARICO 1

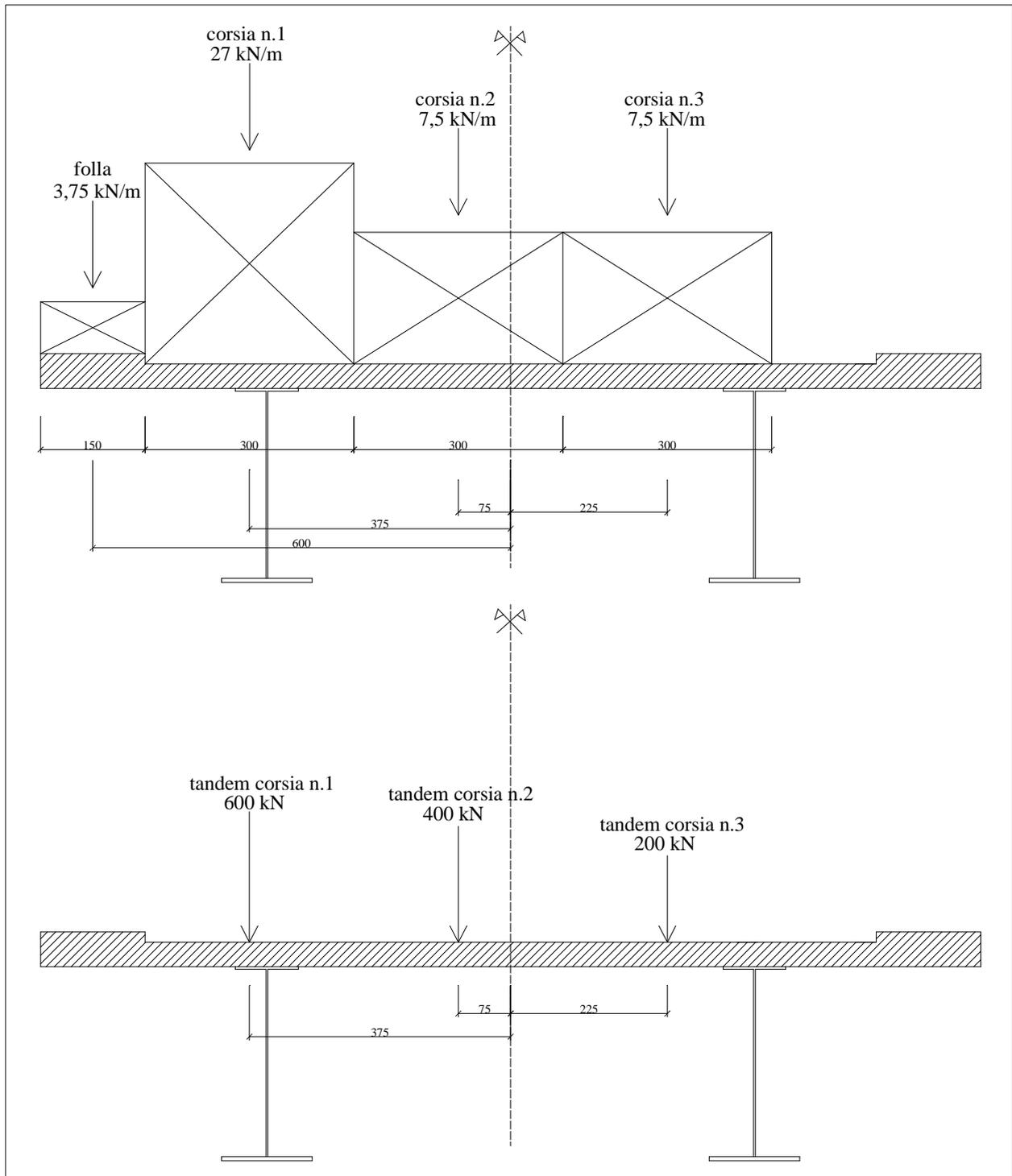


Figura 3.26: condizione di carico 1

CONDIZIONE DI CARICO 2

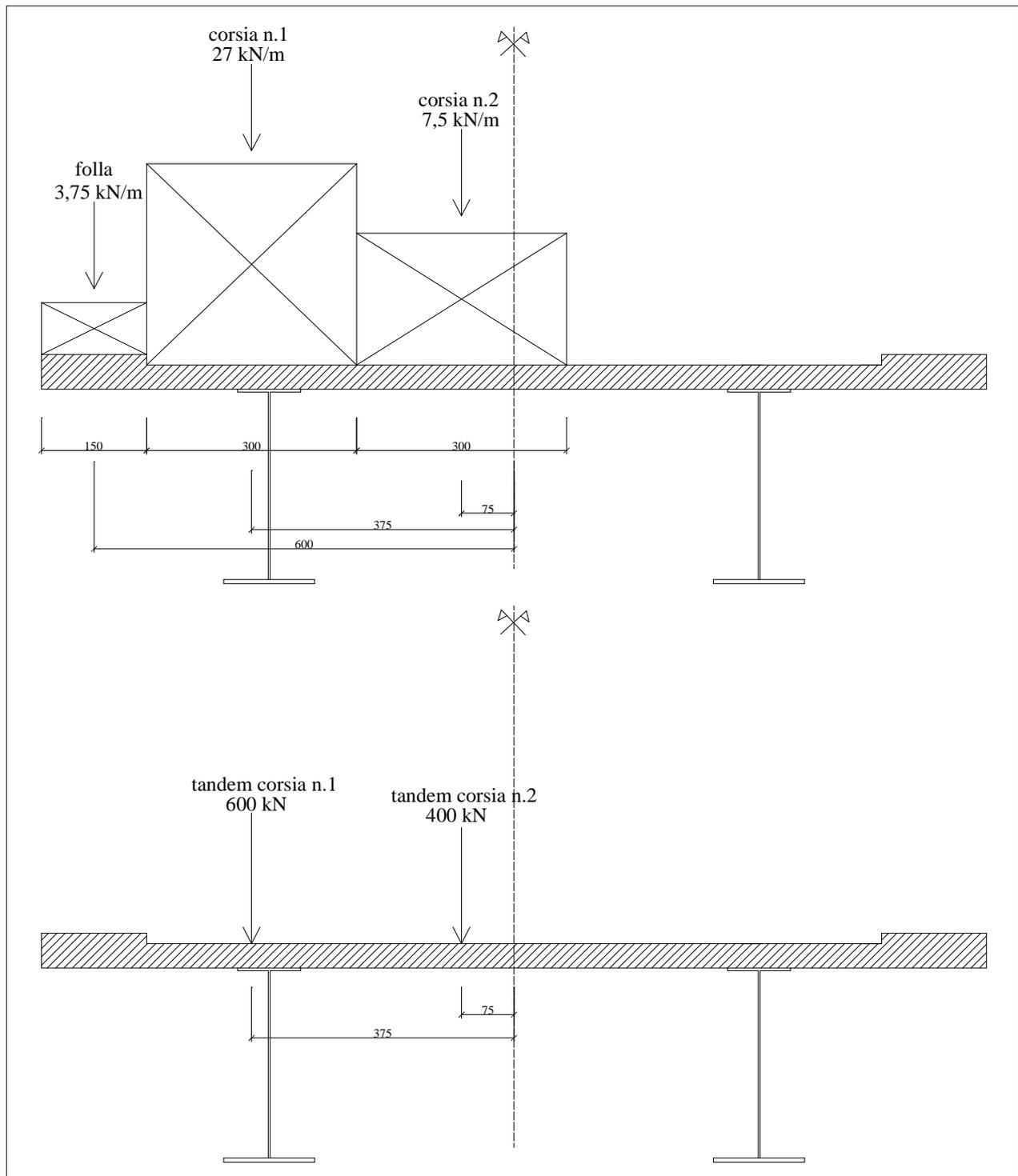


Figura 3.27: condizione di carico 2

Condizione di carico 1

- Contributo dei carichi distribuiti

$$M = (7,5 \times 0,75) + (27 \times 3,75) + (3,75 \times 6) - (7,5 \times 2,25) = 112,5 \frac{kNm}{m}$$

$$Q = 3,75 + 27 + 7,5 + 7,5 = 45,75 \text{ kN}$$

- Contributo dei carichi tandem

$$M = (300 \times 3,75) + (200 \times 0,75) - (100 \times 2,25) = 1050 \text{ kNm}$$

$$Q = 300 + 200 + 100 = 600 \text{ kN}$$

- Ripartizione del carico trasversale: azioni sulla trave nelle condizioni più sfavorevoli

$$q_{distribuito} = \frac{112,5}{7} + \frac{45,75}{2} = 38,95 \frac{kN}{m} \quad (\text{carico distribuito})$$

$$Q_{tan\ dem} = \frac{1050}{7} + \frac{600}{2} = 450 \frac{kN}{asse} \quad (\text{carico tandem})$$

Condizione di carico 2

- Contributo dei carichi distribuiti

$$M = (7,5 \times 0,75) + (27 \times 3,75) + (3,75 \times 6) = 129,38 \frac{kNm}{m}$$

$$Q = 3,75 + 27 + 7,5 = 38,25 \text{ kNm}$$

- Contributo dei carichi tandem

$$M = (300 \times 3,75) + (200 \times 0,75) = 1275 \text{ kNm}$$

$$Q = 300 + 200 = 500 \text{ kN}$$

- Ripartizione del carico trasversale: azioni sulla trave nelle condizioni più sfavorevoli

$$q_{distribuito} = \frac{129,38}{7} + \frac{38,25}{2} = 37,6 \frac{kN}{m} \quad (\text{carico distribuito})$$

$$Q_{tan\ dem} = \frac{1275}{7} + \frac{500}{2} = 432 \frac{kN}{asse} \quad (\text{carico tandem})$$

La condizione di carico 1 è più svantaggiosa, pertanto è quella che verrà considerata.

$q_{distribuito}$	38,95	$\frac{kN}{m}$
$Q_{tan\ dem}$	450	$\frac{kN}{asse}$

3.2.2 Calcolo della larghezza collaborante di soletta

Il calcolo delle travi longitudinali è stato ricondotto ad un calcolo di tipo monodimensionale, attraverso la valutazione della porzione di soletta collaborante con le travi.

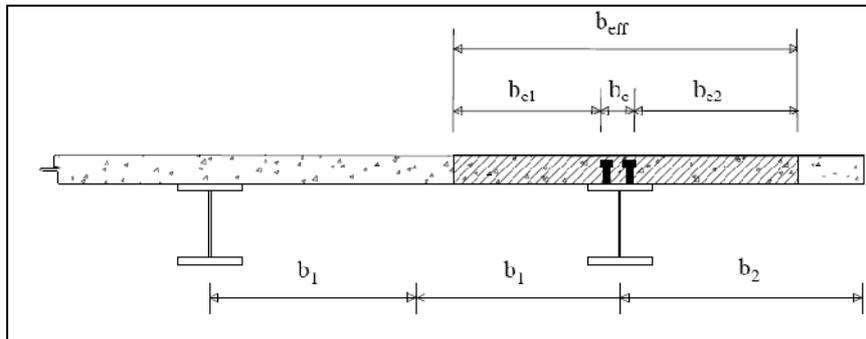


Figura 3.28: valutazione della larghezza della soletta collaborante

La larghezza efficace, b_{eff} , di una soletta in calcestruzzo può essere determinata mediante l'espressione:

$$b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2}$$

Dove b_0 è la distanza tra gli assi dei connettori e b_{ei} è fornito dall'espressione riportata sotto:

$$b_{ei} = \min\left(\frac{L_e}{8}, \frac{b_i - b_0}{2}\right)$$

Nel caso in esame risulta :

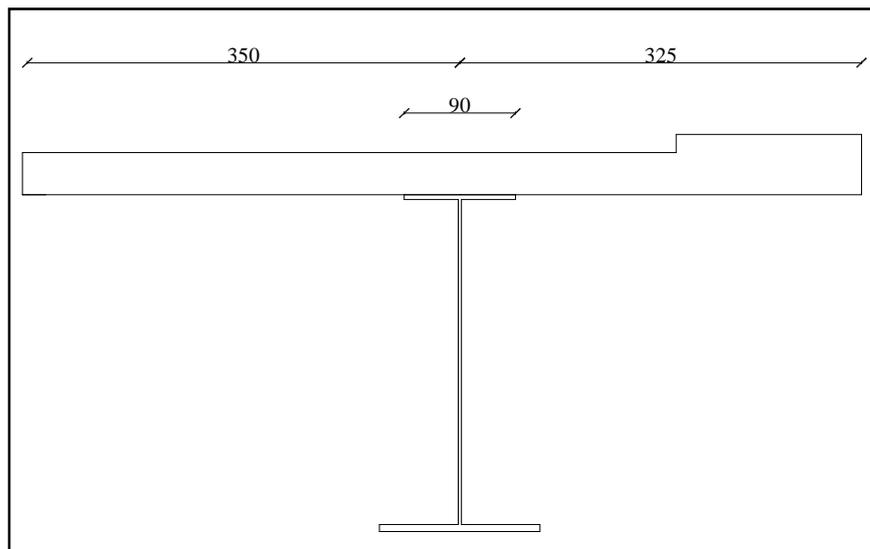


Figura 3.29: valutazione di b_0 , b_1 e b_2

$$b_0 = 90 \text{ cm}$$

$$b_1 = 350 \text{ cm}$$

$$b_2 = 325 \text{ cm}$$

Per gli appoggi d'estremità la formula diviene:

$$b_{eff} = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2}$$

Dove:

$$\beta_i = \left(0,55 + 0,25 \cdot \frac{L_e}{b_{ei}} \right) < 1$$

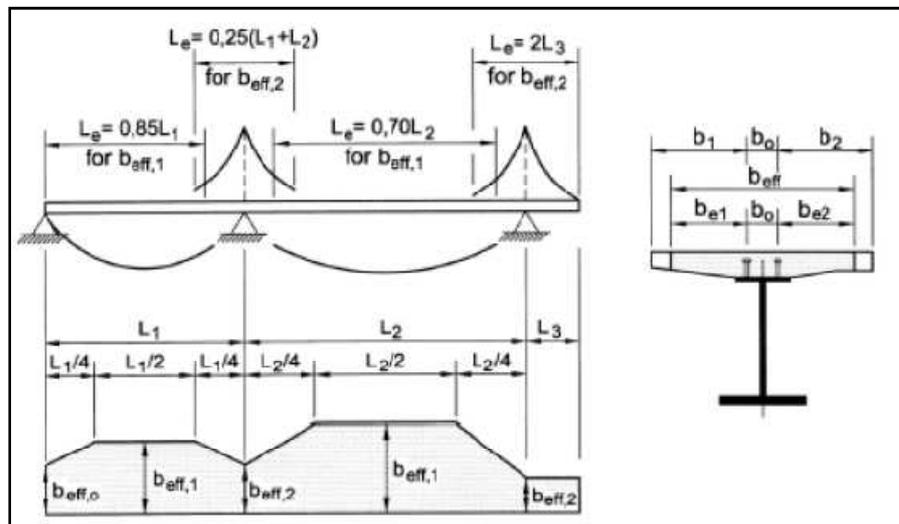


Figura 3.30: valutazione della lunghezza L_e

Calcolo di L_e , b_{e1} e b_{e2}

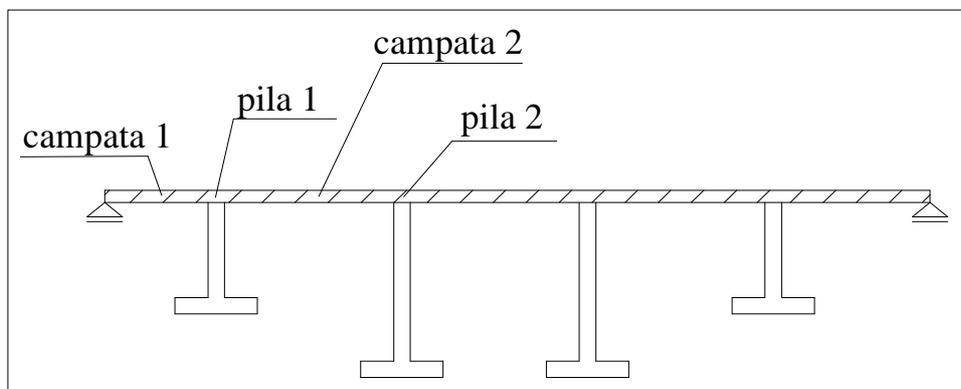


Figura 3.31: vista schematica longitudinale del ponte

1. CAMPATA 1, L=27 m

$$L_e = 0,85 \cdot L_1 = 0,85 \cdot 27 = 22,95 \text{ m}$$

$$b_{e1} = \min\left(\frac{22,95}{8}, \frac{350-90}{2}\right) = 1,3 \text{ m} \quad b_{e2} = \min\left(\frac{22,95}{8}, \frac{325-90}{2}\right) = 1,17 \text{ m}$$

2. PILA 1

$$L_e = 0,25 \cdot (L_1 + L_2) = 0,25 \cdot (27 + 45) = 18 \text{ m}$$

$$b_{e1} = \min\left(\frac{18}{8}, \frac{350-90}{2}\right) = 1,3 \text{ m} \quad b_{e2} = \min\left(\frac{18}{8}, \frac{325-90}{2}\right) = 1,17 \text{ m}$$

3. CAMPATA 2, L=45 M

$$L_e = 0,7 \cdot L_2 = 0,7 \cdot 45 = 31,5 \text{ m}$$

$$b_{e1} = \min\left(\frac{31,5}{8}, \frac{350-90}{2}\right) = 1,3 \text{ m} \quad b_{e2} = \min\left(\frac{31,5}{8}, \frac{325-90}{2}\right) = 1,17 \text{ m}$$

4. PILA 2

$$L_e = 0,25 \cdot 2 \cdot L_2 = 0,25 \cdot 90 = 22,5 \text{ m}$$

$$b_{e1} = \min\left(\frac{22,5}{8}, \frac{350-90}{2}\right) = 1,3 \text{ m} \quad b_{e2} = \min\left(\frac{22,5}{8}, \frac{325-90}{2}\right) = 1,17 \text{ m}$$

In definitiva la larghezza di soletta collaborante con la trave in acciaio vale:

$$b_{eff} = 90 + 130 + 117 = 337 \text{ m}$$

Calcolo dei coefficienti β_i per gli appoggi in corrispondenza delle spalle:

$$\beta_i = \left(0,55 + 0,025 \cdot \frac{L_e}{b_{ei}}\right) \rightarrow \beta_1 = \left(0,55 + 0,025 \cdot \frac{22,95}{1,3}\right) = 0,99, \quad \beta_2 = \left(0,55 + 0,025 \cdot \frac{22,95}{1,17}\right) = 1$$

Si considera ovunque la soletta con larghezza collaborante pari a 3,37 m.

3.2.3 Stato limite di esercizio

3.2.3.1 Calcolo delle sollecitazioni

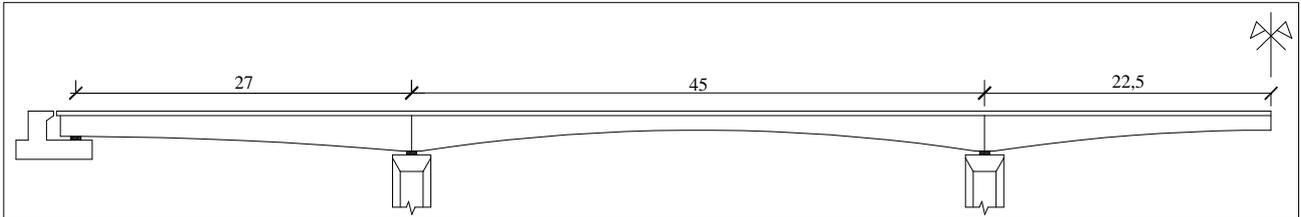


Figura 3.32: vista longitudinale del ponte

- Trave relativa alla prima campata

La trave della prima campata viene schematizzata per il calcolo a lungo termine come indicato in figura 3.33.

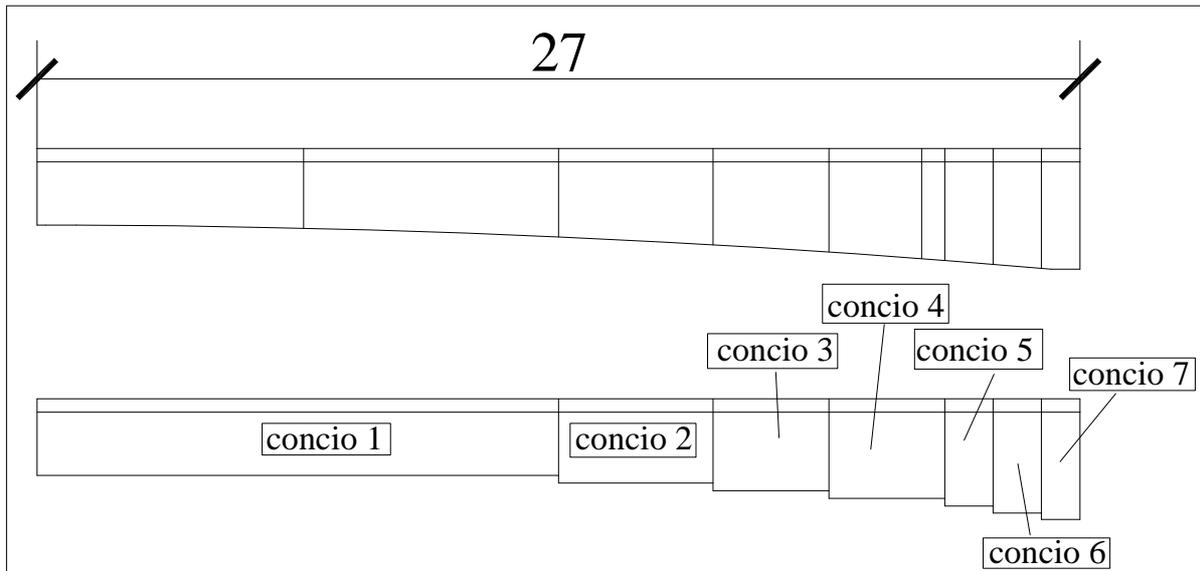


Figura 3.33: schematizzazione della trave della prima campata a lungo termine

	concio 1	concio 2	concio 3	concio 4	concio 5	concio 6	concio 7
	trave 165 + soletta 337*35	trave 185 + soletta 337*35	trave 205 + soletta 337*35	trave 225 + soletta 337*35	trave 245 + soletta 337*35	trave 263 + soletta 337*35	trave 280 + soletta 337*35
	L= 13,5 m	L= 4 m	L= 3 m	L= 3 m	L= 1,25 m	L=1,25 m	L= 1 m
H trave	1,65	1,85	2,05	2,25	2,45	2,63	2,8
J trave	0,0643537	0,0837487	0,104487	0,127758	0,153625	0,17918	0,205336
As trave	0,11972	0,1274	0,1304	0,1334	0,1364	0,1391	0,14165
yg trave	0,6335	0,722582	0,805115	0,888433	0,972485	1,04872	1,1212
Es	210000	210000	210000	210000	210000	210000	210000
H soletta	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35
J soletta	0,0129518	0,0129518	0,0129518	0,0129518	0,0129518	0,0129518	0,0129518
Ac soletta	1,26875	1,26875	1,26875	1,26875	1,26875	1,26875	1,26875
yg soletta	1,825	2,025	2,225	2,425	2,625	2,805	2,975
Ec lungo termine	16673	16673	16673	16673	16673	16673	16673
Ac i	0,220	0,228	0,231	0,234	0,237	0,240	0,242
Jci	0,143	0,180	0,220	0,264	0,313	0,360	0,409
yg	1,178	1,298	1,424	1,550	1,674	1,786	1,892

Tabella 3.5: caratteristiche geometriche e meccaniche per il calcolo a lungo termine della trave da 27 m

La schematizzazione della trave della prima campata per il calcolo a breve termine è indicata in figura 3.34.

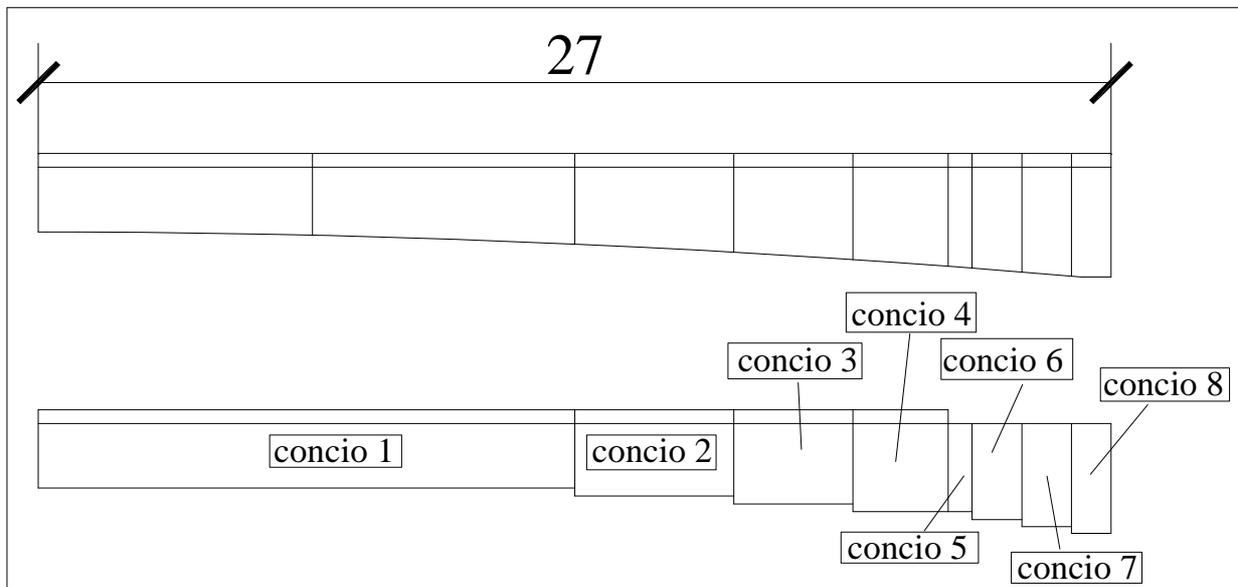


Figura 3.34: schematizzazione della trave della prima campata a breve termine

	concio 1	concio 2	concio 3	concio 4	concio 5	concio 6	concio 7	concio 8
	trave 165 + soletta 362,5*35 L= 13,5 m	trave 185 + soletta 362,5*35 L= 4 m	trave 205 + soletta 362,5*35 L= 3 m	trave 225 + soletta 362,5*35 L= 2,4 m	trave 225 + acciaio equiv L= 0,6 m	trave 245 + acciaio equiv L= 1,25 m	trave 263 + acciaio equiv L=1,25 m	trave 280 + acciaio equiv L= 1 m
H trave	1,65	1,85	2,05	2,25	2,25	2,45	2,63	2,8
J trave	0,0643537	0,0837487	0,104487	0,127758	0,127758	0,153625	0,17918	0,205336
As trave	0,11972	0,1274	0,1304	0,1334	0,1334	0,1364	0,1391	0,14165
yg trave	0,6335	0,722582	0,805115	0,888433	0,888433	0,972485	1,04872	1,1212
Es	210000	210000	210000	210000	210000	210000	210000	210000
H soletta	0,35	0,35	0,35	0,35	0,036	0,036	0,036	0,036
J soletta	0,0129518	0,0129518	0,0129518	0,0129518	0	0	0	0
Ac soletta	1,26875	1,26875	1,26875	1,26875	0,00101736	0,00101736	0,00101736	0,00101736
yg soletta	1,825	2,025	2,225	2,425	2,4581	2,6581	2,8381	3,0081
Ec lungo termine	33346	33346	33346	33346	210000	210001	210002	210003
Aci	0,321	0,329	0,332	0,335	0,134	0,137	0,140	0,143
Jci	0,173	0,218	0,266	0,319	0,130	0,156	0,182	0,209
yg	1,381	1,520	1,667	1,813	0,900	0,985	1,062	1,135

Tabella 3.6: caratteristiche geometriche e meccaniche per il calcolo a breve termine della trave da 27 m

- Trave relativa alla seconda campata

La trave della seconda campata viene schematizzata per il calcolo a lungo termine come indicato in figura 3.35.

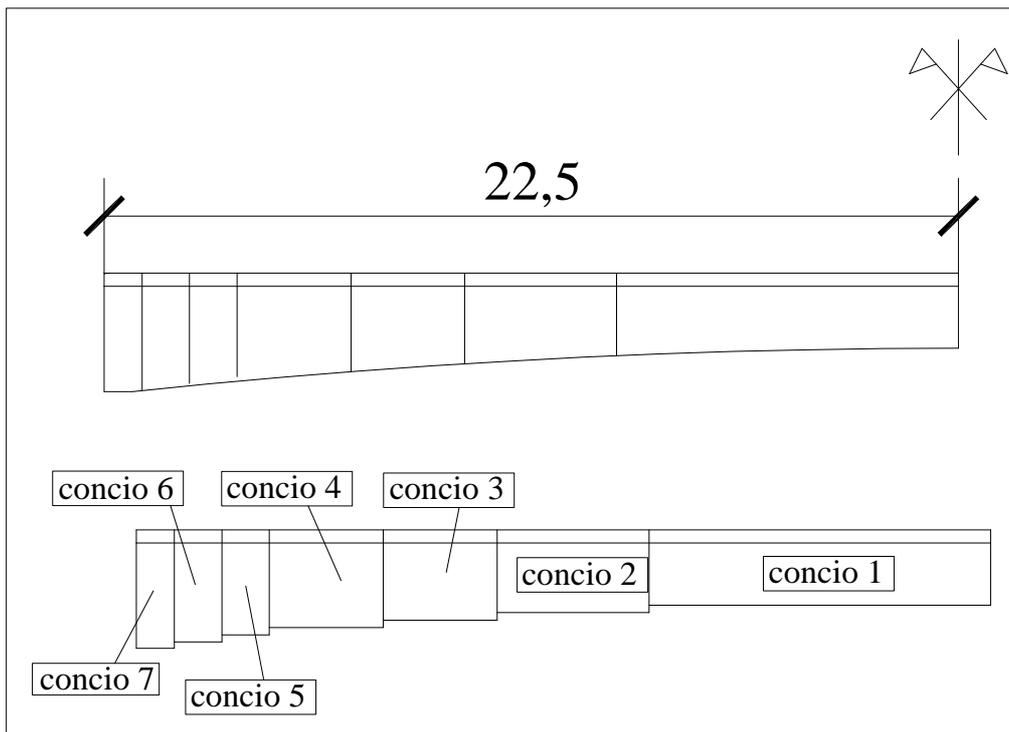


Figura 3.35: schematizzazione della trave della seconda campata a lungo termine

	concio 1	concio 2	concio 3	concio 4	concio 5	concio 6	concio 7
	trave 165 + soletta 337*35	trave 185 + soletta 337*35	trave 205 + soletta 337*35	trave 225 + soletta 337*35	trave 245 + soletta 337*35	trave 263 + soletta 337*35	trave 280 + soletta 337*35
	L= 18 m	L= 4 m	L= 3 m	L= 3 m	L= 1,25 m	L=1,25 m	L= 1 m
H trave	1,65	1,85	2,05	2,25	2,45	2,63	2,8
J trave	0,0643537	0,0837487	0,104487	0,127758	0,153625	0,17918	0,205336
As trave	0,11972	0,1274	0,1304	0,1334	0,1364	0,1391	0,14165
yg trave	0,6335	0,722582	0,805115	0,888433	0,972485	1,04872	1,1212
Es	210000	210000	210000	210000	210000	210000	210000
H soletta	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35
J soletta	0,0129518	0,0129518	0,0129518	0,0129518	0,0129518	0,0129518	0,0129518
Ac soletta	1,26875	1,26875	1,26875	1,26875	1,26875	1,26875	1,26875
yg soletta	1,825	2,025	2,225	2,425	2,625	2,805	2,975
Ec lungo termine	16673	16673	16673	16673	16673	16673	16673
Aci	0,220	0,228	0,231	0,234	0,237	0,240	0,242
Jci	0,143	0,180	0,220	0,264	0,313	0,360	0,409
yg	1,178	1,298	1,424	1,550	1,674	1,786	1,892

Tabella 3.7: caratteristiche geometriche e meccaniche per il calcolo a lungo termine della trave da 45 m

La schematizzazione della trave della prima campata per il calcolo a breve termine è indicata in figura 3.34.

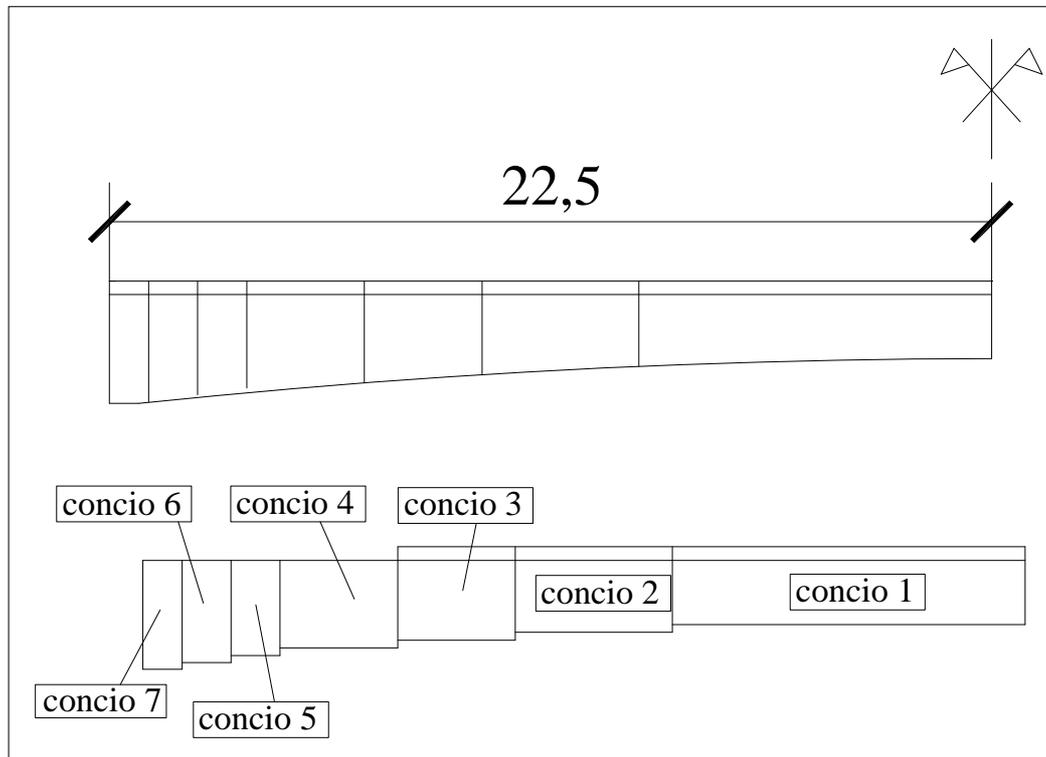


Figura 3.36: schematizzazione della trave della seconda campata a breve termine

	concio 1	concio 2	concio 3	concio 4	concio 5	concio 6	concio 7
	trave 165 + soletta 362,5*35	trave 185 + soletta 362,5*35	trave 205 + soletta 362,5*35	trave 225 + acciaio equiv	trave 245 + acciaio equiv	trave 263 + acciaio equiv	trave 280 + acciaio equiv
	L= 18 m	L= 4 m	L= 3 m	L= 3 m	L= 1,25 m	L=1,25 m	L= 1 m
H trave	1,65	1,85	2,05	2,25	2,45	2,63	2,8
J trave	0,0643537	0,0837487	0,104487	0,127758	0,153625	0,17918	0,205336
As trave	0,11972	0,1274	0,1304	0,1334	0,1364	0,1391	0,14165
yg trave	0,6335	0,722582	0,805115	0,888433	0,972485	1,04872	1,1212
Es	210000	210000	210000	210000	210000	210000	210000
H soletta	0,35	0,35	0,35	0,036	0,036	0,036	0,036
J soletta	0,0129518	0,0129518	0,0129518	0	0	0	0
Ac soletta	1,26875	1,26875	1,26875	0,00101736	0,00101736	0,00101736	0,00101736
yg soletta	1,825	2,025	2,225	2,4581	2,6581	2,8381	3,0081
Ec lungo termine	33346	33346	33346	210000	210001	210002	210003
Aci	0,321	0,329	0,332	0,134	0,137	0,140	0,143
Jci	0,173	0,218	0,266	0,130	0,156	0,182	0,209
yg	1,381	1,520	1,667	0,900	0,985	1,062	1,135

Tabella 3.8: caratteristiche geometriche e meccaniche per il calcolo a breve termine della trave da 45 m

Si è scelto di omogeneizzare ad acciaio la soletta valutando tutti i parametri necessari al calcolo con il programma agli elementi finiti STRAUS 7 e calcolare le sollecitazioni con la teoria classica dell'elasticità lineare. Il modello realizzato è costituito da una trave continua su sei appoggi lunga complessivamente 189 metri. Le due campate esterne sono lunghe 27 metri, le tre centrali 45 metri. L'unico diagramma delle sollecitazioni calcolato con il modello acciaio-clc (conci di trave in acciaio connessi rigidamente alla soletta in calcestruzzo offsettata con link di tipo rigid), è quello relativo alla condizione di carico di variazione termica estiva. Di seguito vengono riportati i diagrammi delle sollecitazioni ottenuti dall'analisi. Le unità di misura utilizzate sono metri e kN.

Fase 1

SEZIONE RESISTENTE: trave in acciaio

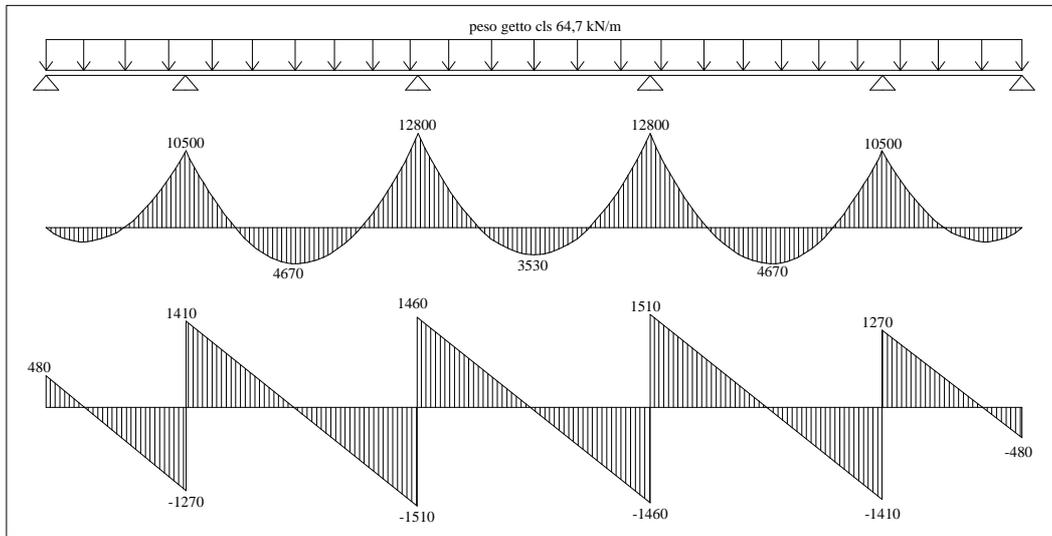


Figura 3.37: sollecitazioni prodotte dal getto di cls

Fase 2

SEZIONE RESISTENTE: sezione composta a lungo termine, soletta completamente reagente (Ec cls a lungo termine)

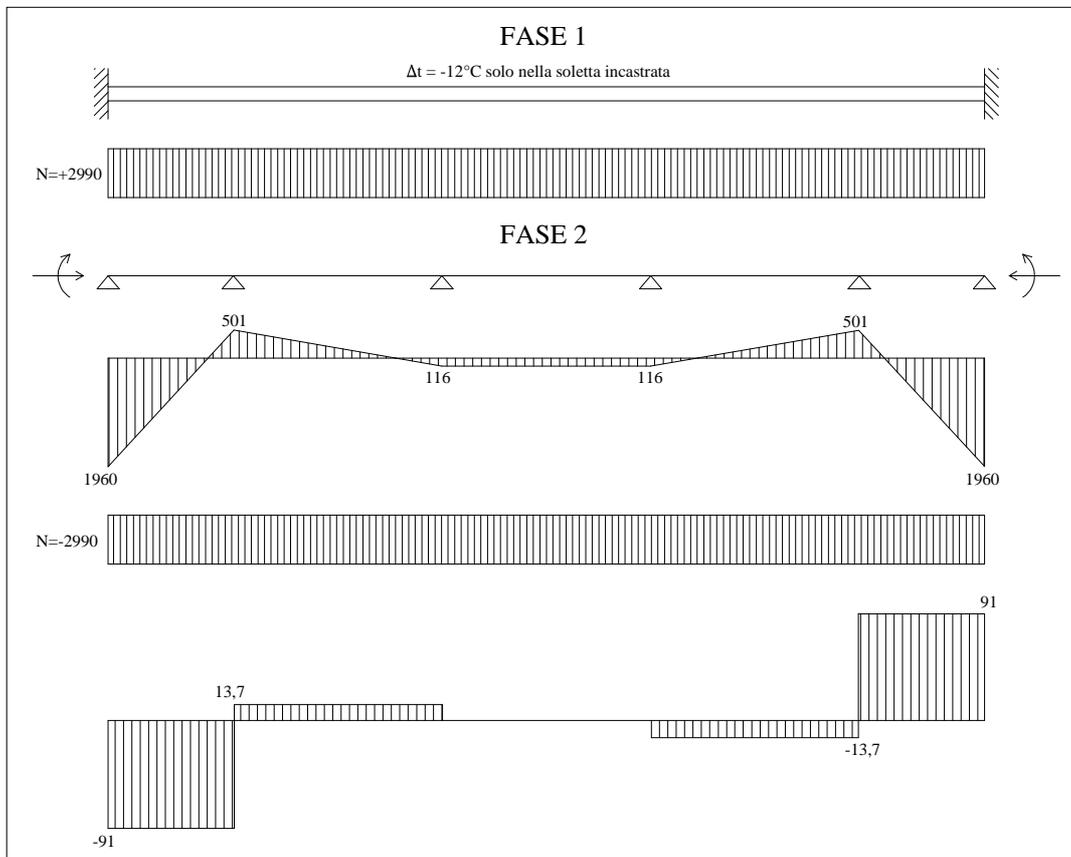


Figura 3.38: sollecitazioni prodotte dal ritiro della soletta

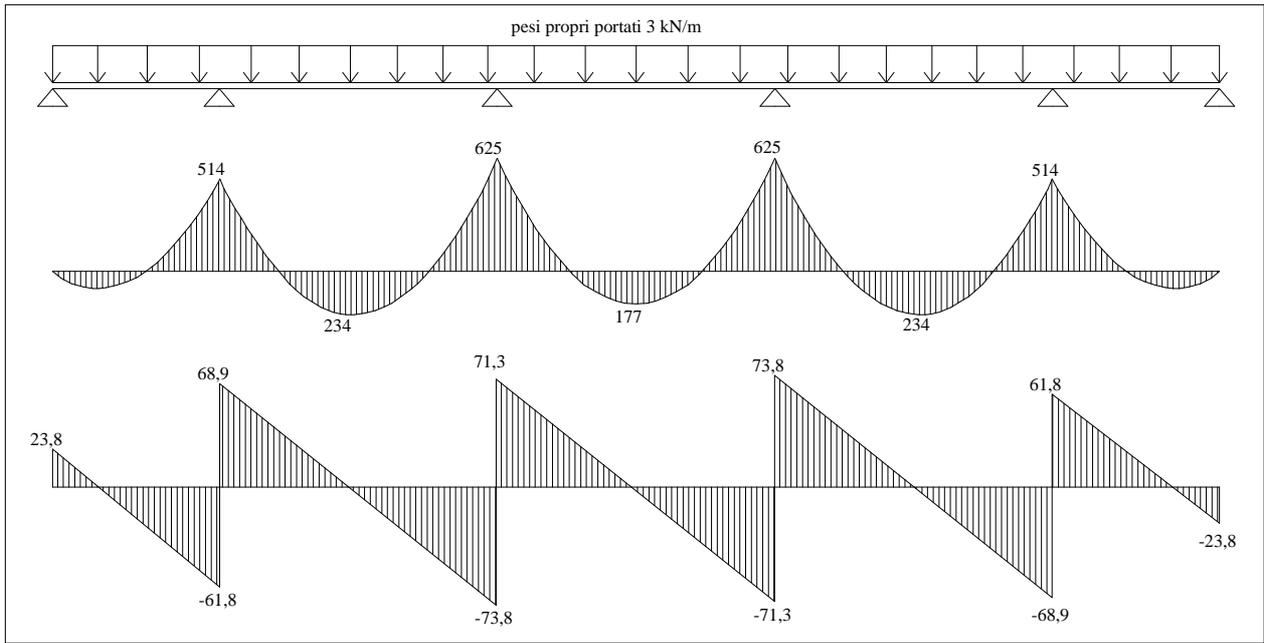


Figura 3.39: sollecitazioni prodotte dai carichi permanenti portati

Fase 3

SEZIONE RESISTENTE: sezione composta a breve termine, soletta non considerata nelle sezioni di appoggio (E_c istantaneo)

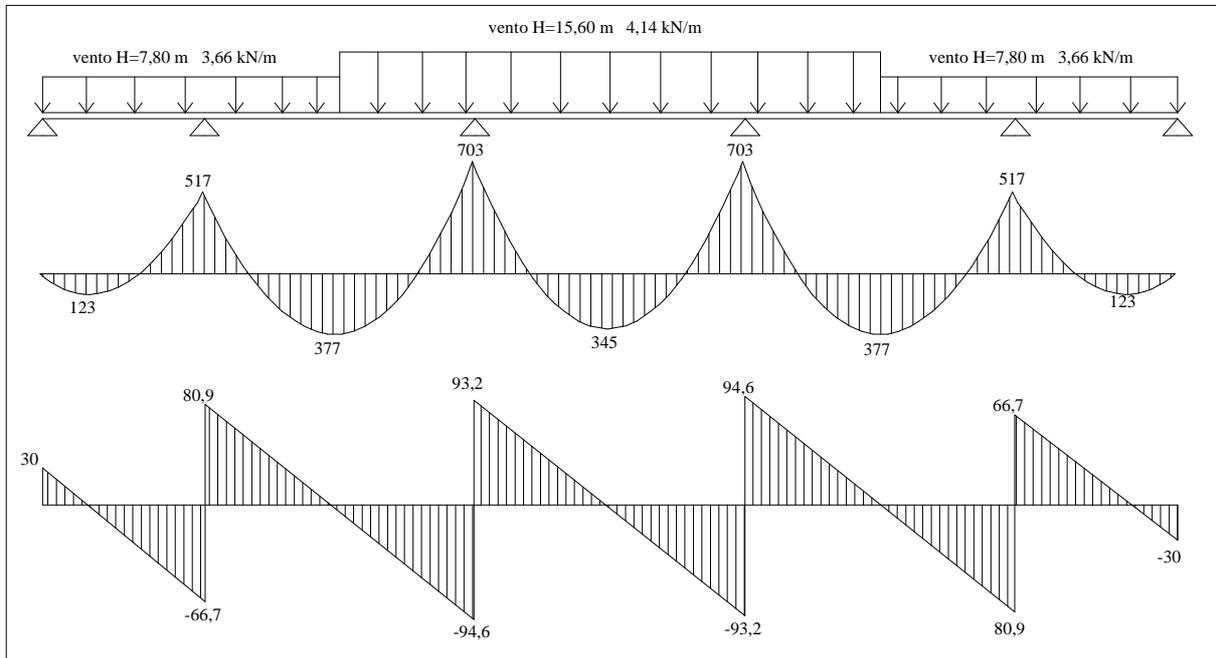


Figura 3.40: sollecitazioni prodotte dal vento

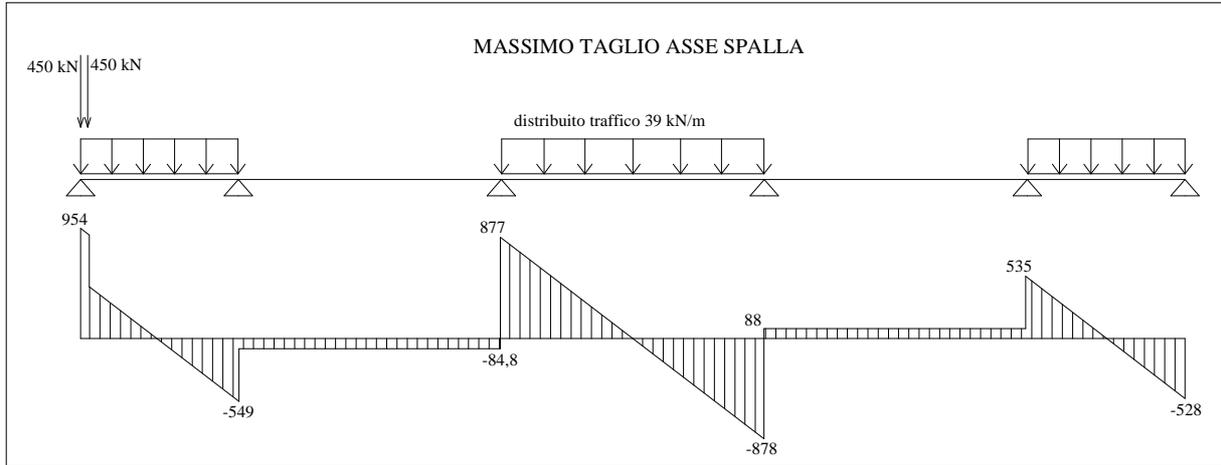


Figura 3.41: sollecitazioni prodotte dai carichi mobili posizionati in modo tale da massimizzare il taglio sull'asse spalla

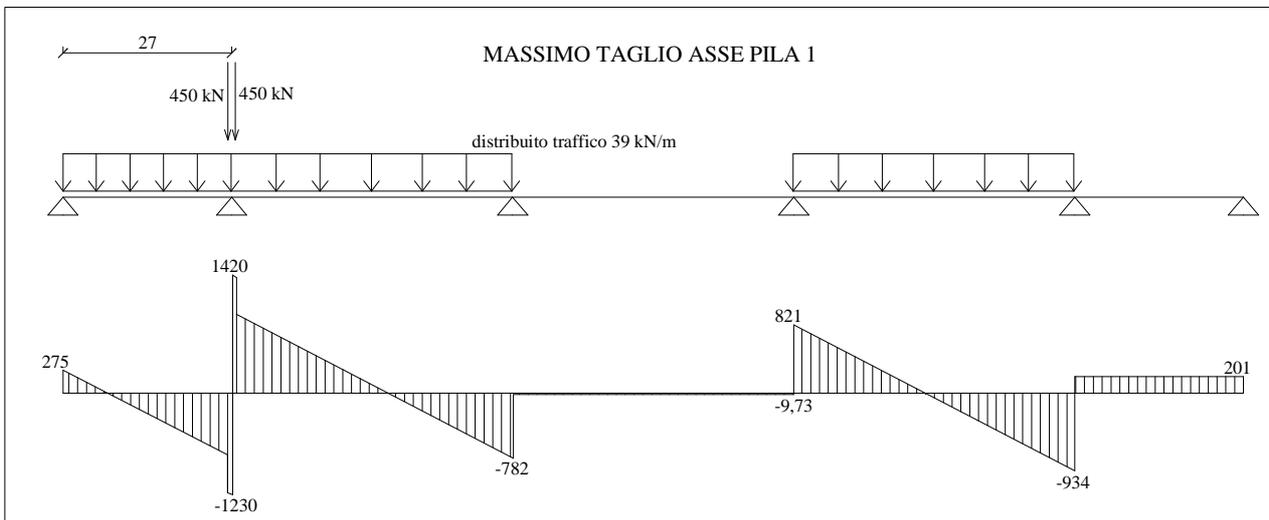


Figura 3.42: sollecitazioni prodotte dai carichi mobili posizionati in modo tale da massimizzare il taglio sull'asse della pila 1

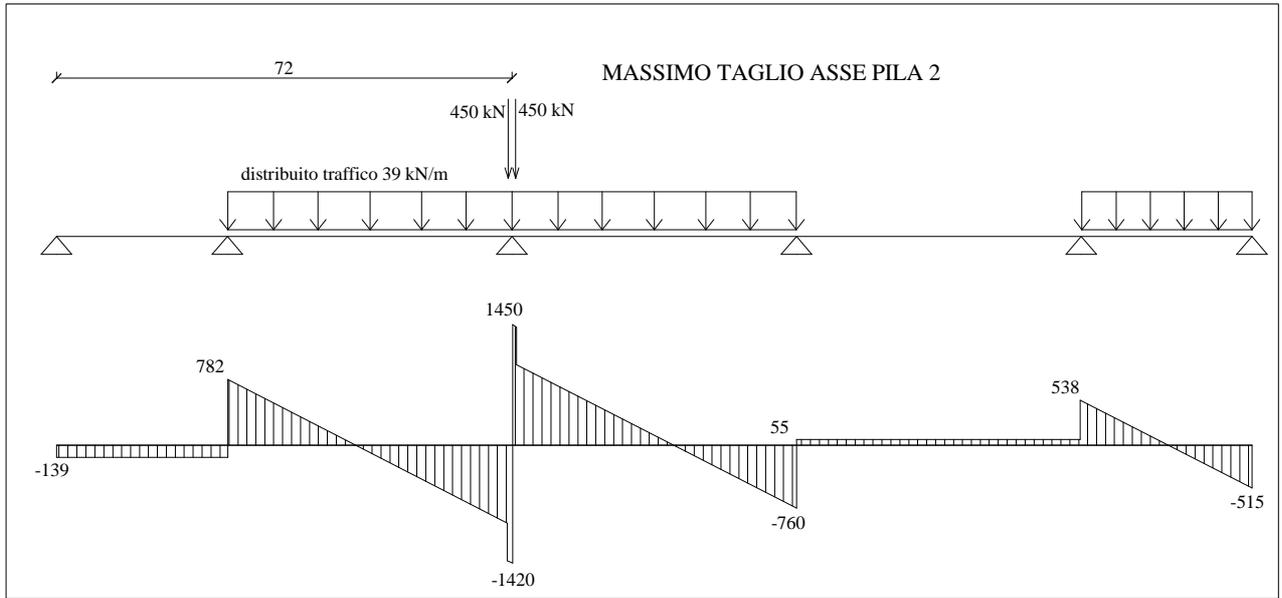


Figura 3.43: sollecitazioni prodotte dai carichi mobili posizionati in modo tale da massimizzare il taglio sull'asse della pila 2

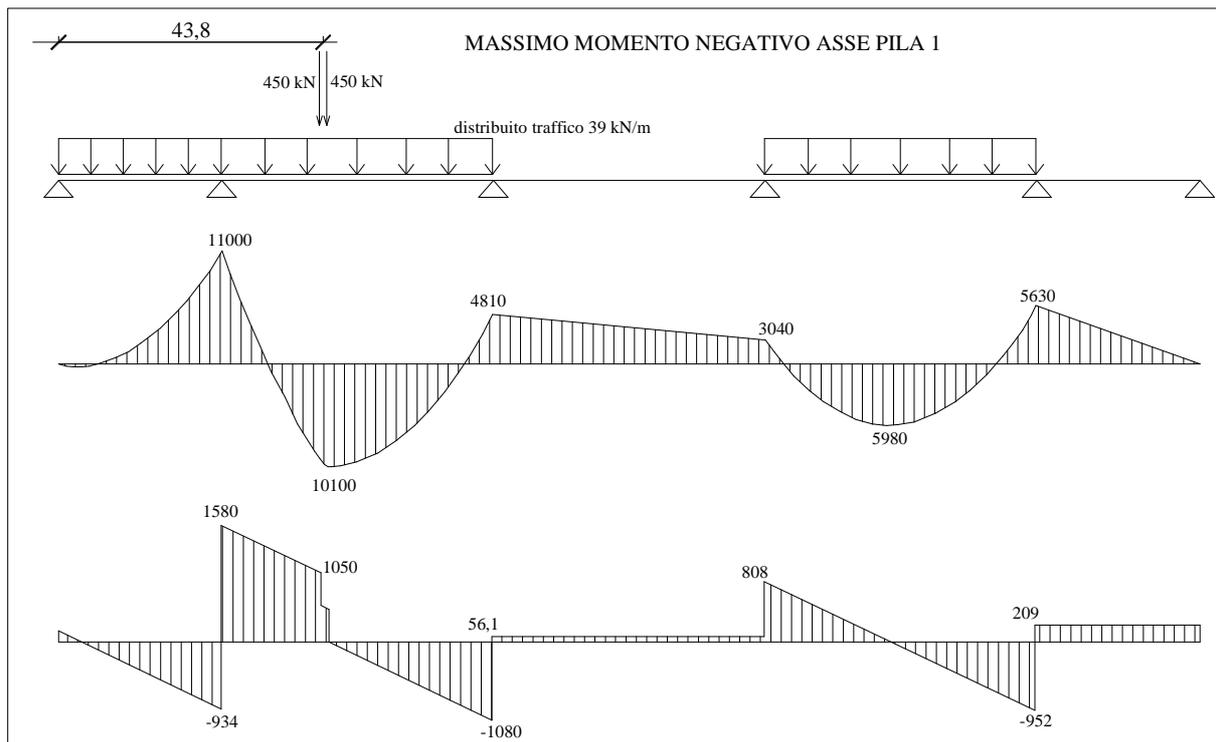


Figura 3.44: sollecitazioni prodotte dai carichi mobili posizionati in modo tale da massimizzare il momento negativo sull'asse della pila 1

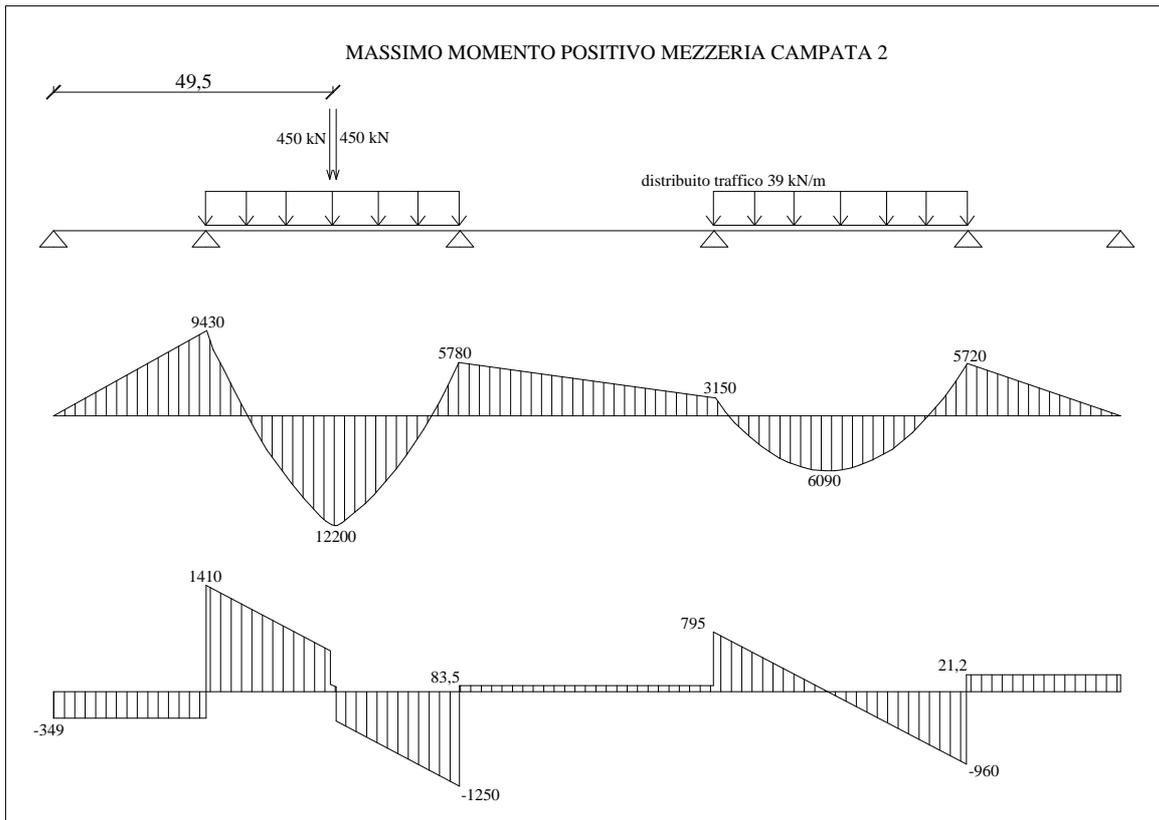


Figura 3.45: sollecitazioni prodotte dai carichi mobili posizionati in modo tale da massimizzare il momento positivo in mezzeria della campata 2

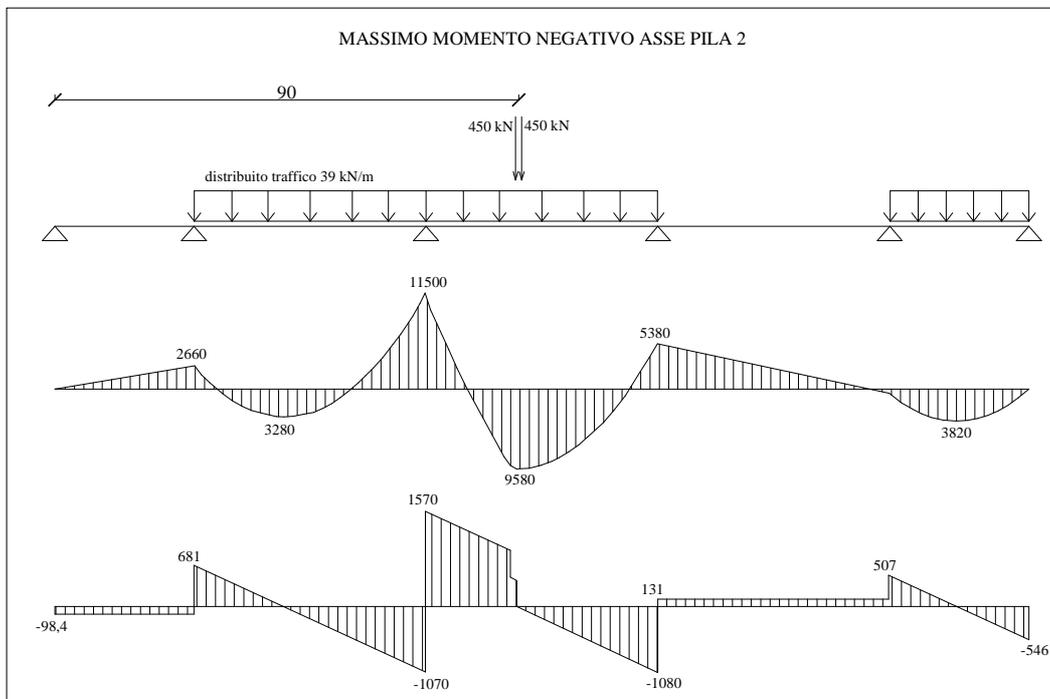


Figura 3.46: sollecitazioni prodotte dai carichi mobili posizionati in modo tale da massimizzare il momento negativo sull'asse della pila 2

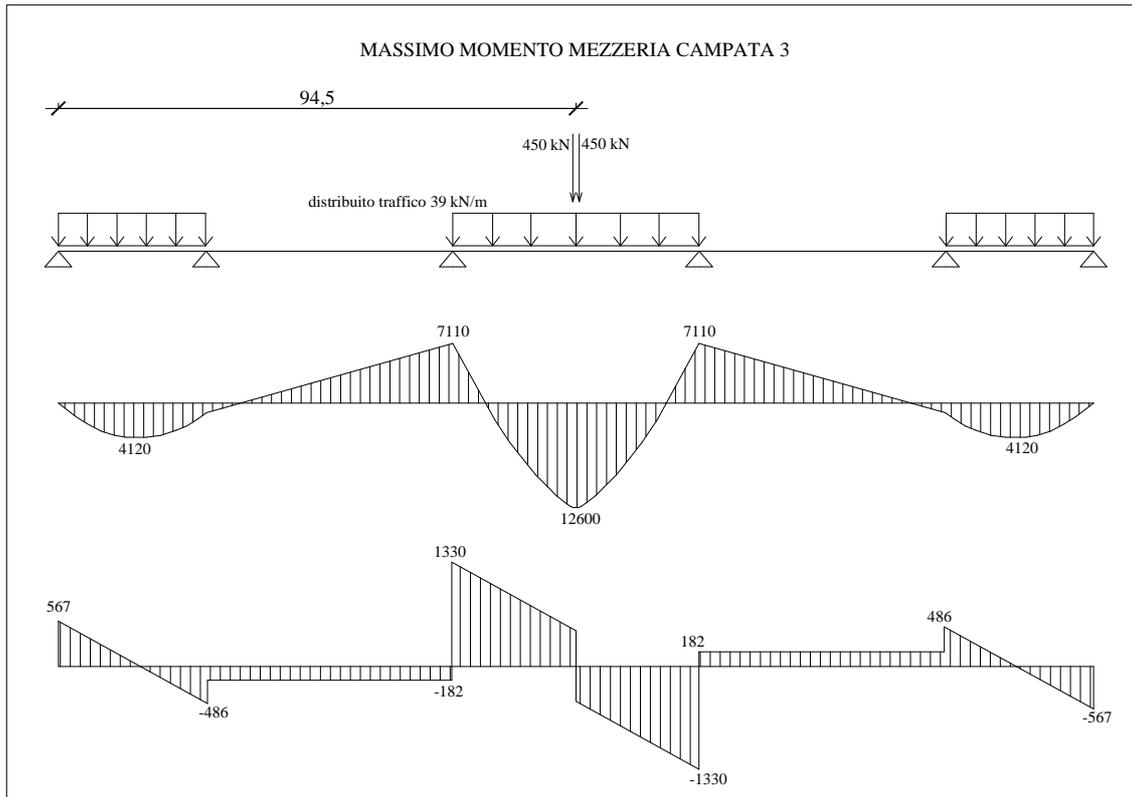


Figura 3.47: sollecitazioni prodotte dai carichi mobili posizionati in modo tale da massimizzare il momento positivo nella mezzeria della campata 3

Variazione termica differenziale:

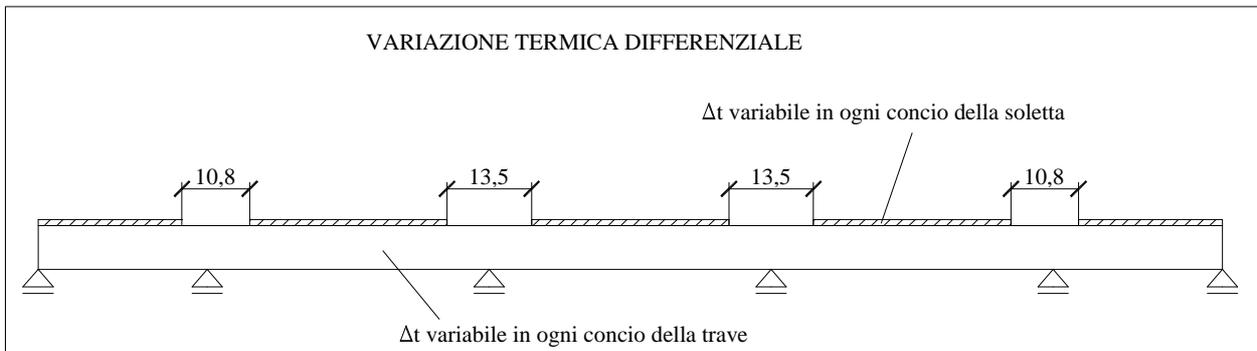


Figura 3.48: schema statico per il calcolo delle sollecitazioni prodotte dalla variazione termica differenziale

Qui di seguito viene riportato un particolare del modello implementato in Straus7 per calcolare le sollecitazioni provenienti dalla variazione termica differenziale. In questo caso non è stato utilizzato un modello con sezione trasversale omogeneizzata, la trave in acciaio e la soletta collaborano tra loro attraverso una serie di link di tipo “rigid”, rendendo valida l’ipotesi di conservazione delle sezioni piane.

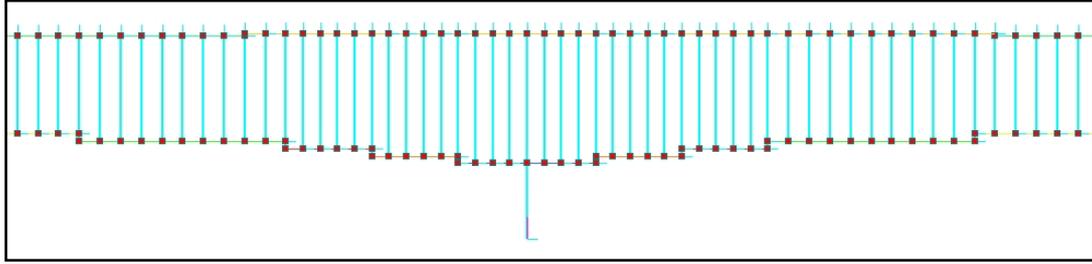


Figura 3.49: particolare del modello di calcolo

Questo tipo di modellazione ha permesso di attribuire al baricentro di ogni elemento strutturale la temperatura al quale è soggetto.

H trave	T baricentro trave [°C]	T baricentro soletta [°C]
280	44,4	68,2
263	44,2	68,0
245	44,0	67,8
225	43,7	67,4
205	43,4	67,1
185	43,1	66,7
165	42,6	66,2

Tabella 3.9: temperature attribuite al baricentro di ogni concio

Questo consente di ritenere valida la modellazione e di estrarre direttamente dai file di output del modello le tensioni normali e tangenziali alle varie fibre della sezione trasversale. I dati verranno riportati direttamente nelle tabelle utilizzate per le verifiche.

3.2.3.2 Verifiche allo stato limite di esercizio

Utilizzando i diagrammi delle sollecitazioni riportati precedentemente, si calcolano ora le tensioni normali e tangenziali in corrispondenza di cinque sezioni prese in considerazione

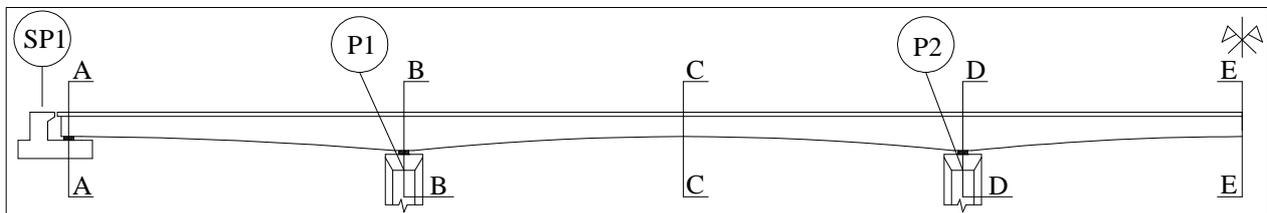


Figura 3.50: sezioni di interesse per il calcolo delle tensioni

Caratteristiche geometriche della sez. A-A, C-C, E-E a lungo termine

Si considera il modulo elastico del calcestruzzo pari a:

$$E_{c,\infty} = \frac{1}{2} \cdot E_{c,ist} = \frac{1}{2} \cdot 33346 = 16673 \frac{kN}{m^2}.$$

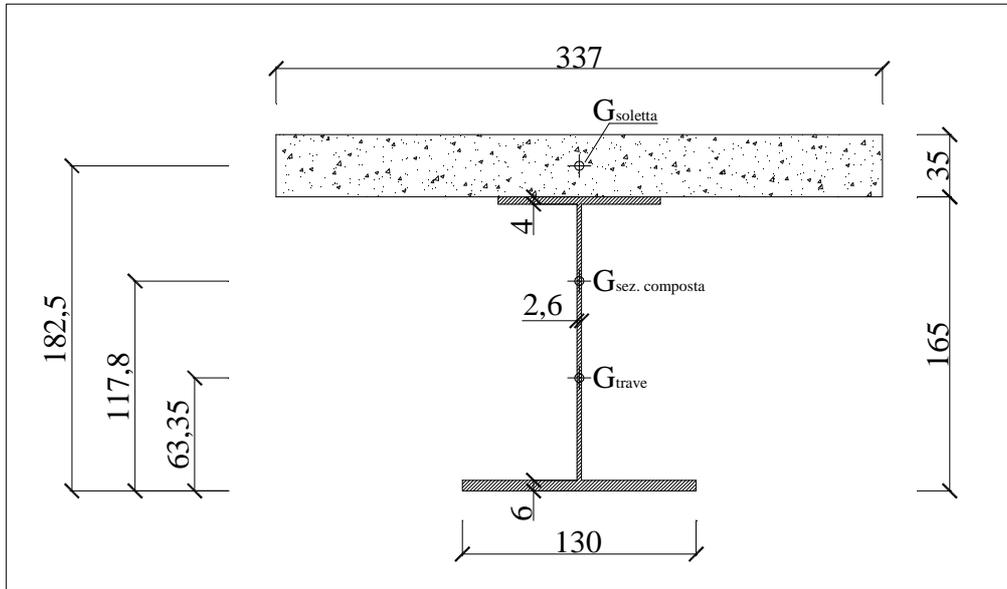


Figura 3.51: caratteristiche geometriche delle sezioni A-A, C-C, E-E a lungo termine

Caratteristiche geometriche della sez. A-A, C-C, E-E a breve termine

Si considera il modulo elastico del calcestruzzo pari a: $E_{c,ist} = 33346 \frac{kN}{m^2}$.

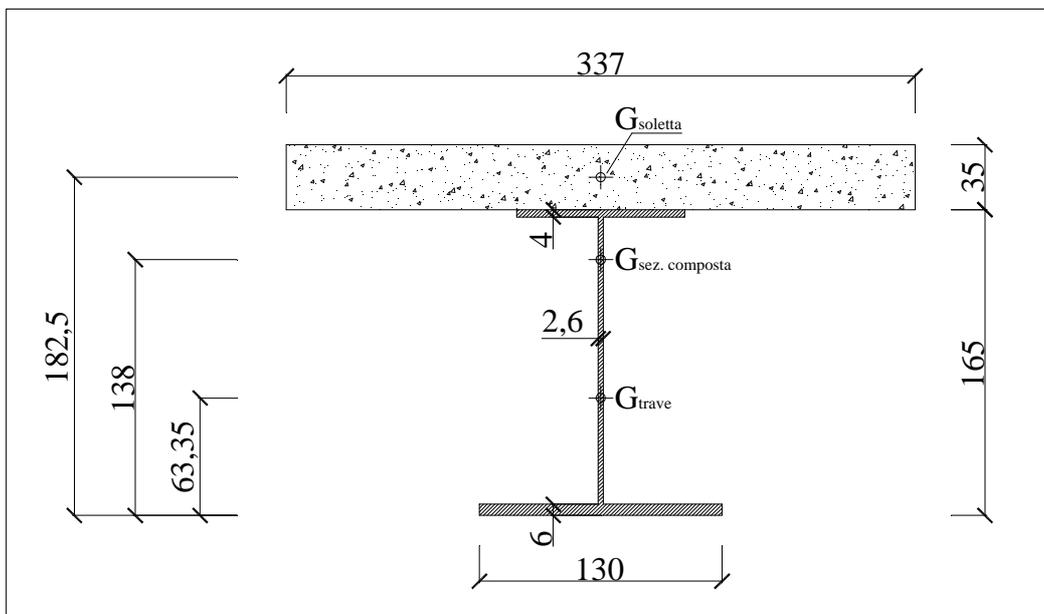
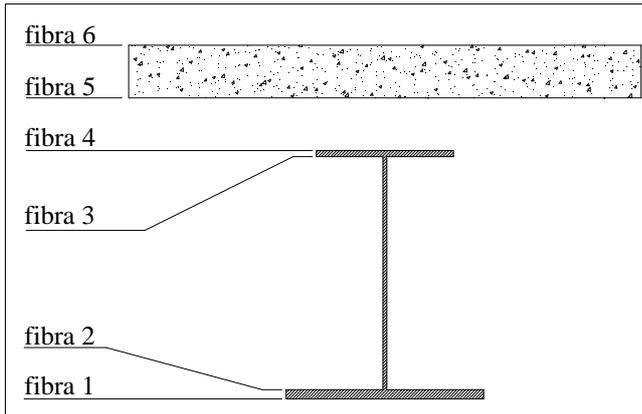


Figura 3.52: caratteristiche geometriche delle sezioni A-A, C-C, E-E a breve termine



$$W_{fibra\ i\ acciaio} = \frac{J_{sez.acciaio}}{y_{fibra\ i}}$$

$$W_{fibra\ i\ breve\ termine} = \frac{J_{sez.omog.\ breve\ termine}}{y_{fibra\ i} (G_{sez.\ omogenizzata\ breve\ termine})}$$

$$W_{fibra\ i\ lungo\ termine} = \frac{J_{sez.omog.\ lungo\ termine}}{y_{fibra\ i} (G_{sez.\ omogenizzata\ lungo\ termine})}$$

Figura 3.53: indicazione delle fibre

Nella tabella si riassumono i valori dei moduli di resistenza calcolati nelle fibre di interesse per ognuna delle sezioni resistenti considerate. I moduli elastici sono espressi in m^3 , l'area in m^2 , il modulo n esprime il rapporto tra il modulo elastico dell'acciaio (210000 MPa) e quello del calcestruzzo.

	W acciaio	W breve termine	W lungo termine
fibra 1	0,102	0,125	0,121
fibra 2	0,112	0,131	0,128
fibra 3	-0,066	-0,730	-0,323
fibra 4	-0,063	-0,624	-0,296
fibra 5	0,000	-0,624	-0,296
fibra 6	0,000	-0,275	-0,171
n	0,000	6,298	12,595
Area	0,120	0,316	0,218

Tabella 3.10: moduli di resistenza nelle fibre di interesse per le sezioni A-A, C-C e E-E

Caratteristiche geometriche della sez. B-B, D-D a lungo termine

Si considera il modulo elastico del calcestruzzo pari a:

$$E_{c,\infty} = \frac{1}{2} \cdot E_{c,ist} = \frac{1}{2} \cdot 33346 = 16673 \left(\frac{kN}{m^2} \right)$$

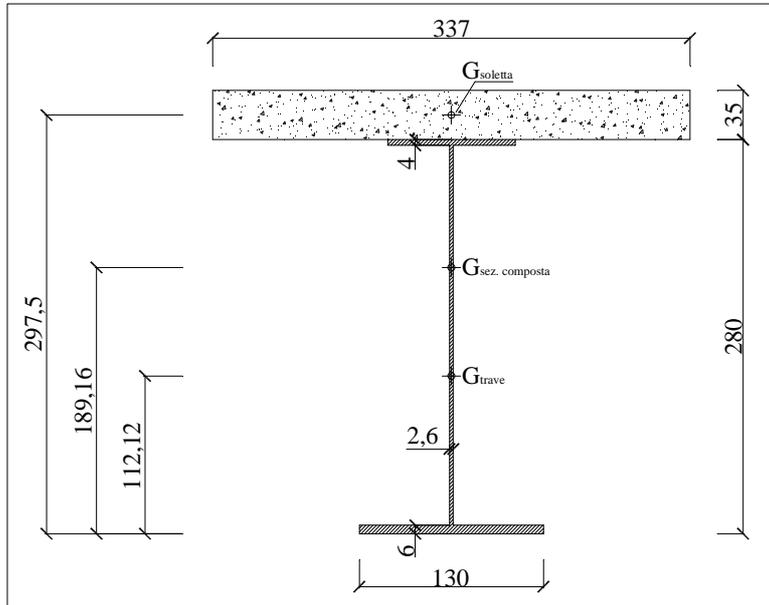


Figura 3.54: caratteristiche geometriche sezioni B-B, D-D a lungo termine

Caratteristiche geometriche della sez. B-B, D-D a breve termine

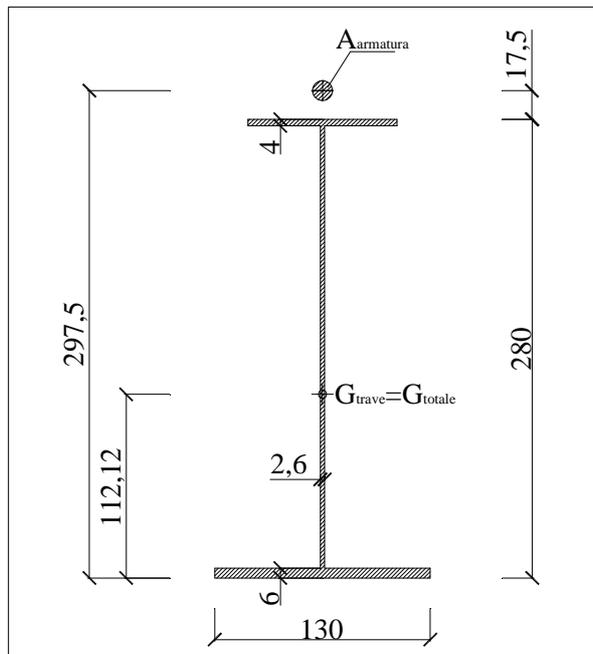
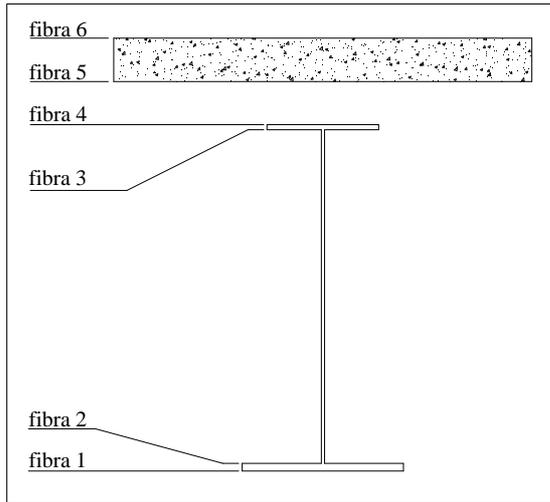


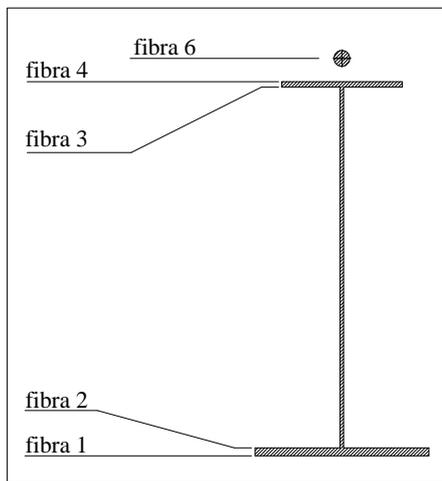
Figura 3.55: caratteristiche geometriche sezioni B-B, D-D a breve termine



$$W_{fibra\ i\ acciaio} = \frac{J_{sez.acciaio}}{y_{fibra\ i}}$$

$$W_{fibra\ i\ lungo\ termine} = \frac{J_{sez.omog.\ lungo\ termine}}{y_{fibra\ i} (G_{sez.\ omogenizzata\ lungo\ termine})}$$

Figura 3.56: indicazione delle fibre per le sezioni B-B, D-D a lungo termine



$$W_{fibra\ i\ breve\ termine} = \frac{J_{sez.omog.\ breve\ termine}}{y_{fibra\ i} (G_{sez.\ omogenizzata\ breve\ termine})}$$

Figura 3.57: indicazione delle fibre per le sezioni B-B, D-D a breve termine

Nella tabella si riassumono i valori dei moduli di resistenza calcolati nelle fibre di interesse per ognuna delle sezioni resistenti considerate. . I moduli elastici sono espressi in m^3 , l'area in m^2 , il modulo n esprime il rapporto tra il modulo elastico dell'acciaio (210000 MPa) e quello del calcestruzzo.

	W acciaio	W breve t.	W lungo t.
fibra 1	0,183	0,184	0,216
fibra 2	0,193	0,194	0,223
fibra 3	-0,125	-0,129	-0,482
fibra 4	-0,122	-0,125	-0,450
fibra 5	0,000	0,000	-0,450
fibra 6	0,000	-0,112	-0,325
n	0,000	6,298	12,595
Area	0,142	0,143	0,242

Tabella 3.11: moduli di resistenza nelle fibre di interesse per le sezioni B-B, D-D

La combinazione di carico considerata è quella rara

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

G_1 sollecitazioni prodotte dal peso della carpenteria metallica

G_2 sollecitazioni prodotte dal peso della soletta in calcestruzzo armato

Q_1 sollecitazioni prodotte dai carichi variabili da traffico

Q_{k2} sollecitazioni prodotte dal carico vento

Q_{k3} sollecitazioni prodotte dagli effetti del ritiro della soletta (ritiro considerato come carico permanente)

Q_{k4} sollecitazioni prodotte dagli effetti della variazione termica differenziale

ψ_{02} vale 0,6

ψ_{03} vale 1

ψ_{04} vale 0,6

CRITERI ADOTTATI

Di seguito vengono riportate delle tabelle che riportano il riassunto delle sollecitazioni per ognuna delle cinque sezioni che si tengono in considerazione.

Ogni tensione σ in corrispondenza delle fibre 1,2,3 4 della trave in acciaio, è stata ottenuta con la formula di Navier:

$$\sigma = \frac{M}{W_{fibra\ i}} + \frac{N}{A}$$

Le tensioni σ in corrispondenza delle fibre 5 e 6 della soletta sono state calcolate con

$$\sigma = \left(\frac{M}{W_{fibra\ i}} + \frac{N}{A} \right) \cdot \frac{1}{n}$$

Si assume che il taglio V venga assorbito dalla sola anima della trave, quindi il calcolo delle tensioni tangenziali τ avviene attraverso la seguente formulazione semplificata

$$\tau = \frac{V}{A}$$

Dove con A si indica l'area della sola anima della trave in acciaio.

Nell'ultima tabella (contraddistinta dal colore verde acqua) è riportata la somma delle tensioni normali e tangenziali per ogni fibra. In corrispondenza delle fibre 2 e 3 della trave in acciaio è stato applicato il criterio di Von Mises per il calcolo della tensione risultante, attraverso la formula:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

La verifica allo stato limite di esercizio viene fatta su:

1. tensione del calcestruzzo in trazione: deve verificarsi che $\sigma_{calcestruzzo} \leq f_{ctk} = 2,11 \text{ MPa}$
2. tensione sull'acciaio inferiore al limite di snervamento $\sigma_{acciaio} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{355}{1,05} = 338 \text{ MPa}$

SEZIONE A-A

		sezione A-A		
tipo sezione	carico	M	N	V
acciaio	carpenteria metallica	0	0	87,9
	getto cls	0	0	480

tipo sezione	carico	M	N	V
soletta cls	ritiro soletta fase 1	0	2990	0

tipo sezione	carico	M	N	V
sezione composta lungo termine	permanenti portati	0	0	23,8
	ritiro cls fase 2	1960	-2990	91

tipo sezione	carico	M	N	V
sezione composta breve termine	traffico	0	0	954
	vento	0	0	30

carpenteria		getto	
sigma	tau	sigma	tau
0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	2,18	0,00	11,91
0,00	2,18	0,00	11,91
0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00

traffico		var. term.		vento	
sigma	tau	sigma	tau	sigma	tau
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	23,67	0,00	4,27	0,00	0,74
0,00	23,67	0,00	4,27	0,00	0,74
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

portati		ritiro	
sigma	tau	sigma	tau
0,00	0,00	2,45	0,00
0,00	0,59	1,62	2,26
0,00	0,59	-19,77	2,26
0,00	0,00	-20,32	0,00
0,00	0,00	0,80	0,00
0,00	0,00	0,42	0,00
totale			
sigma	tau	mises	
2,45	0,00	0,00	
1,62	45,63	79,04	
-19,77	45,63	81,46	
-20,32	0,00	0,00	
0,80	0,00	0,00	
0,42	0,00	0,00	

Tabella 3.12: verifica per la sezione A-A

LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA

SEZIONE B-B

		sezione B-B		
tipo sezione	carico	M	N	V
acciaio	carpenteria metallica	-2040	0	524
	getto cls	-10500	0	2680

tipo sezione	carico	M	N	V
soletta cls	ritiro soletta fase 1	0	2990	0

tipo sezione	carico	M	N	V
sezione composta lungo termine	permanenti portati	-514	0	130,7
	ritiro cls fase 2	-501	-2990	104,7

tipo sezione	carico	M	N	V
sezione composta breve termine	traffico	-11000	0	2514
	vento	-517	0	147,6

carpenteria		getto	
sigma	tau		tau
-11,14	0,00	-57,33	0,00
-10,54	7,46	-54,27	6,84
16,28	7,46	83,80	6,84
16,68	0,00	85,85	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00

traffico		var. term.		vento	
sigma	tau	sigma	tau	sigma	tau
-59,74	0,00	25,00	0,00	-2,81	0,00
-56,58	35,81	23,80	2,92	-2,66	2,10
85,57	35,81	-30,10	2,92	4,02	2,10
87,68	0,00	-30,90	0,00	4,12	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
98,63	0,00	-90,40	0,00	4,64	0,00

portati		ritiro	
sigma	tau	sigma	tau
-2,38	0,00	-14,65	0,00
-2,30	1,86	-14,58	1,49
1,07	1,86	-11,30	1,49
1,14	0,00	-11,22	0,00
0,09	0,00	1,47	0,00
0,13	0,00	1,50	0,00
totale			
sigma	tau	mises	
-123,05	0,00	0,00	
-117,13	58,49	154,86	
149,35	58,49	180,46	
153,34	0,00	0,00	
1,56	0,00	0,00	
1,63	0,00	0,00	
12,87			

Tabella 3.13: verifica per la sezione B-B

LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA

SEZIONE C-C

		sezione C-C		
tipo sezione	carico	M	N	V
acciaio	carpenteria metallica	893	0	0
	getto cls	4670	0	0

tipo sezione	carico	M	N	V
soletta cls	ritiro soletta fase 1	0	2990	0

tipo sezione	carico	M	N	V
sezione composta lungo termine	permanenti portati	234	0	0
	ritiro cls fase 2	-193	-2990	13,7

tipo sezione	carico	M	N	V
sezione composta breve termine	traffico	12200	0	0
	vento	377	0	0

carpenteria		getto	
sigma	tau		tau
8,79	0,00	45,97	0,00
7,96	0,00	41,62	0,00
-13,55	0,00	-70,86	0,00
-14,11	0,00	-73,77	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00

traffico		var. term.		vento	
sigma	tau	sigma	tau	sigma	tau
97,46	0,00	28,20	0,00	3,01	0,00
93,21	0,00	28,61	0,67	2,88	0,00
-16,72	0,00	39,23	0,67	-0,52	0,00
-19,56	0,00	39,50	0,00	-0,60	0,00
-3,11	0,00	-3,26	0,00	-0,10	0,00
-7,05	0,00	-2,88	0,00	-0,22	0,00

portati		ritiro	
sigma	tau	sigma	tau
1,93	0,00	-15,30	0,00
1,83	0,00	-15,22	0,34
-0,72	0,00	-13,11	0,34
-0,79	0,00	-13,06	0,00
-0,06	0,00	1,38	0,00
-0,11	0,00	0,42	0,00

totale		
sigma	tau	mises
170,06	0,00	0,00
160,88	1,01	160,89
-76,26	1,01	76,28
-82,38	0,00	0,00
-5,15	0,00	0,00
-9,84	0,00	0,00

Tabella 3.14: verifica per la sezione C-C

LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA

SEZIONE D-D

		sezione D-D		
tipo sezione	carico	M	N	V
acciaio	carpenteria metallica	-2470	0	580
	getto cls	-12800	0	2970

tipo sezione	carico	M	N	V
soletta cls	ritiro soletta fase 1	0	2990	0

tipo sezione	carico	M	N	V
sezione composta lungo termine	permanenti portati	-625	0	145,1
	ritiro cls fase 2	116	-2990	13,7

tipo sezione	carico	M	N	V
sezione composta breve termine	traffico	-11500	0	2640
	vento	-703	0	187,8

carpenteria		getto	
sigma	tau		tau
-13,49	0,00	-69,89	0,00
-12,77	8,26	-66,15	42,31
19,71	8,26	102,16	42,31
20,19	0,00	104,65	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00

traffico		var. term.		vento	
sigma	tau	sigma	tau	sigma	tau
-62,45	0,00	18,50	0,00	-3,82	0,00
-59,15	37,61	17,63	0,38	-3,62	2,68
89,46	37,61	-21,62	0,38	5,47	2,68
91,66	0,00	-22,20	0,00	5,60	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
103,12	0,00	-80,30	0,00	6,30	0,00

portati		ritiro	
sigma	tau	sigma	tau
-2,89	0,00	-11,80	0,00
-2,80	2,07	-11,82	0,20
1,30	2,07	-12,58	0,20
1,39	0,00	-12,59	0,00
0,11	0,00	1,36	0,00
0,15	0,00	1,35	0,00

totale		
sigma	tau	mises
-145,84	0,00	0,00
-138,67	93,50	213,20
183,90	93,50	245,04
188,71	0,00	0,00
1,47	0,00	0,00
1,50	0,00	0,00
29,12		

Tabella 3.15: verifica per la sezione D-D

LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA

SEZIONE E-E

		sezione E-E		
tipo sezione	carico	M	N	V
acciaio	carpenteria metallica	677	0	0
	getto cls	3530	0	0

tipo sezione	carico	M	N	V
soletta cls	ritiro soletta fase 1	0	2990	0

tipo sezione	carico	M	N	V
sezione composta lungo termine	permanenti portati	177	0	0
	ritiro cls fase 2	116	-2990	0

tipo sezione	carico	M	N	V
sezione composta breve termine	traffico	12600	0	0
	vento	345	0	0

carpenteria		getto	
sigma	tau	sigma	tau
6,66	0,00	34,75	0,00
6,03	0,00	31,46	0,00
-10,27	0,00	-53,56	0,00
-10,69	0,00	-55,76	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00

traffico		var. term.		vento	
sigma	tau	sigma	tau	sigma	tau
100,66	0,00	23,50	0,00	-5,62	0,00
96,26	0,00	24,11	0,00	-5,37	0,00
-17,27	0,00	39,99	0,00	0,96	0,00
-20,20	0,00	40,40	0,00	1,13	0,00
-3,21	0,00	-3,11	0,00	0,18	0,00
-7,28	0,00	-2,55	0,00	0,41	0,00

portati		ritiro	
sigma	tau	sigma	tau
1,46	0,00	-12,75	0,00
1,38	0,00	-12,80	0,00
-0,55	0,00	-14,07	0,00
-0,60	0,00	-14,10	0,00
-0,05	0,00	1,29	0,00
-0,08	0,00	1,27	0,00

totale		
sigma	tau	mises
148,66	0,00	0,00
141,08	0,00	141,08
-54,77	0,00	54,77
-59,82	0,00	0,00
-4,89	0,00	0,00
-8,23	0,00	0,00

Tabella 3.16: verifica per la sezione E-E

LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA

3.2.4 Stato limite ultimo

3.2.4.1 Calcolo delle sollecitazioni

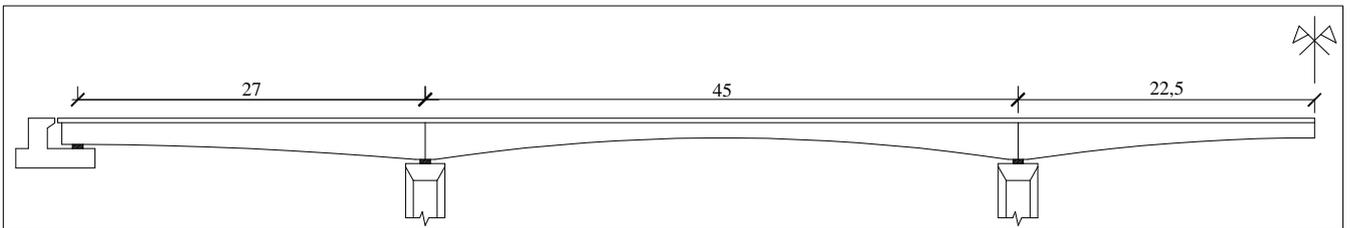


Figura 3.58: vista longitudinale del ponte

- Trave relativa alla prima campata

La trave della prima campata viene schematizzata per il calcolo a lungo e a breve termine come indicato in figura 3.59. Si noti che in corrispondenza della pila 1 è stata eliminata la soletta anche per il calcolo a lungo termine.

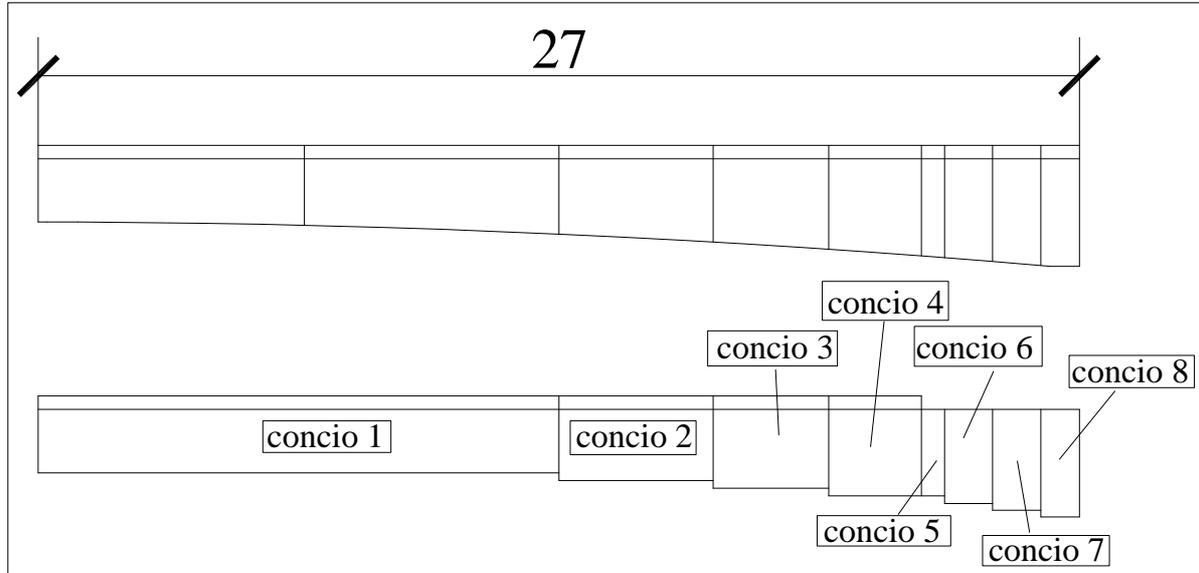


Figura 3.59: schematizzazione della trave da 27 m a lungo e a breve termine

	concio 1	concio 2	concio 3	concio 4	concio 5	concio 6	concio 7	concio 8
	trave 165 + soletta 337*35	trave 185 + soletta 337*35	trave 205 + soletta 337*35	trave 225 + soletta 337*35	trave 225 + acciaio equiv.	trave 245 + acciaio equiv.	trave 263 + acciaio equiv.	trave 280 + acciaio equiv.
	L= 2,1 m	L= 4 m	L= 3 m	L= 2,4 m	L= 0,6 m	L= 1,25 m	L=1,25 m	L= 1 m
H trave	1,65	1,85	2,05	2,25	2,25	2,45	2,63	2,8
J trave	0,0643537	0,0837487	0,104487	0,127758	0,127758	0,153625	0,17918	0,205336
As trave	0,11972	0,1274	0,1304	0,1334	0,1334	0,1364	0,1391	0,14165
yg trave	0,6335	0,722582	0,805115	0,888433	0,888433	0,972485	1,04872	1,1212
Es	210000	210000	210000	210000	210000	210000	210000	210000
H soletta	0,35	0,35	0,35	0,35	0,036	0,036	0,036	0,036
J soletta	0,0126481	0,0129518	0,0129518	0,0129518	0	0	0	0
Ac soletta	1,239	1,26875	1,26875	1,26875	0,00101736	0,00101736	0,00101736	0,00101736
yg soletta	1,825	2,025	2,225	2,425	2,4581	2,6581	2,8381	3,0081
Ec lungo termine	16673	16673	16673	16673	210000	210001	210002	210003
Aci	0,218	0,228	0,231	0,234	0,134	0,137	0,140	0,143
Jci	0,142	0,180	0,220	0,264	0,130	0,156	0,182	0,209
yg	1,171	1,298	1,424	1,550	0,900	0,985	1,062	1,135

Tabella 3.17: caratteristiche geometriche e meccaniche per il calcolo a lungo termine della trave da 27 m

	concio 1	concio 2	concio 3	concio 4	concio 5	concio 6	concio 7	concio 8
	trave 165 + soletta 337*35	trave 185 + soletta 337*35	trave 205 + soletta 337*35	trave 225 + soletta 337*35	trave 225 + acciaio equiv.	trave 245 + acciaio equiv.	trave 263 + acciaio equiv.	trave 280 + acciaio equiv.
	L= 2,1 m	L= 4 m	L= 3 m	L= 2,4 m	L= 0,6 m	L= 1,25 m	L=1,25 m	L= 1 m
H trave	1,65	1,85	2,05	2,25	2,25	2,45	2,63	2,8
J trave	0,0643537	0,0837487	0,104487	0,127758	0,127758	0,153625	0,17918	0,205336
As trave	0,11972	0,1274	0,1304	0,1334	0,1334	0,1364	0,1391	0,14165
yg trave	0,6335	0,722582	0,805115	0,888433	0,888433	0,972485	1,04872	1,1212
Es	210000	210000	210000	210000	210000	210000	210000	210000
H soletta	0,35	0,35	0,35	0,35	0,036	0,036	0,036	0,036
J soletta	0,0126481	0,0129518	0,0129518	0,0129518	0	0	0	0
Ac soletta	1,239	1,26875	1,26875	1,26875	0,00101736	0,00101736	0,00101736	0,00101736
yg soletta	1,825	2,025	2,225	2,425	2,4581	2,6581	2,8381	3,0081
Ec breve termine	33346	33346	33346	33346	210000	210001	210002	210003
Aci	0,316	0,329	0,332	0,335	0,134	0,137	0,140	0,143
Jci	0,172	0,218	0,266	0,319	0,130	0,156	0,182	0,209
yg	1,374	1,520	1,667	1,813	0,900	0,985	1,062	1,135

Tabella 3.18: caratteristiche geometriche e meccaniche per il calcolo a breve termine della trave da 27 m

- Trave relativa alla seconda campata

La trave della seconda, terza e quarta campata, lunghe 45 m, per il calcolo allo SLU vengono schematizzate nella modalità indicata in figura 3.60. Si noti che in corrispondenza dei conci 5,6,7 e 8, la soletta soletta è stata eliminata.

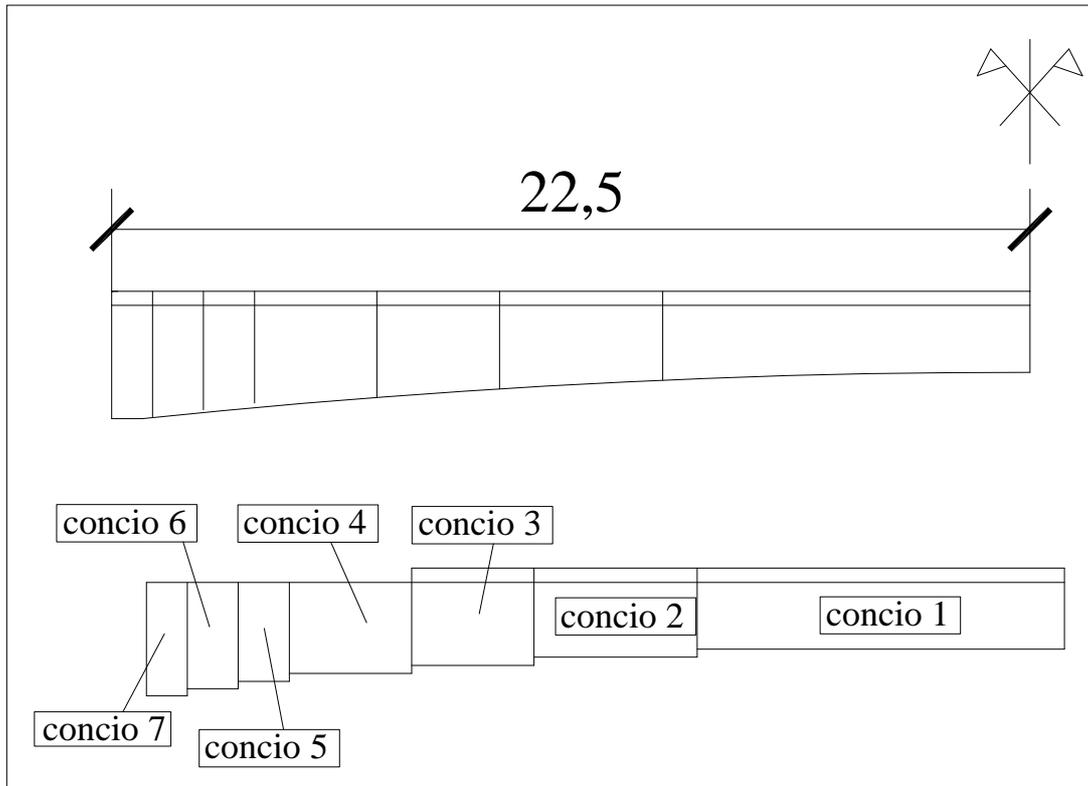


Figura 3.60: schematizzazione della trave da 45 m a lungo e a breve termine

	concio 1	concio 2	concio 3	concio 4	concio 5	concio 6	concio 7
	trave 165 + soletta 362,5*35	trave 185 + soletta 362,5*35	trave 205 + soletta 362,5*35	trave 225 + acciaio equiv	trave 245 + acciaio equiv	trave 263 + acciaio equiv	trave 280 + acciaio equiv
	L= 18 m	L= 4 m	L= 3 m	L= 3 m	L= 1,25 m	L=1,25 m	L= 1 m
H trave	1,65	1,85	2,05	2,25	2,45	2,63	2,8
J trave	0,0643537	0,0837487	0,104487	0,127758	0,153625	0,17918	0,205336
As trave	0,11972	0,1274	0,1304	0,1334	0,1364	0,1391	0,14165
yg trave	0,6335	0,722582	0,805115	0,888433	0,972485	1,04872	1,1212
Es	210000	210000	210000	210000	210000	210000	210000
H soletta	0,35	0,35	0,35	0,036	0,036	0,036	0,036
J soletta	0,0129518	0,0129518	0,0129518	0	0	0	0
Ac soletta	1,26875	1,26875	1,26875	0,00101736	0,00101736	0,00101736	0,00101736
yg soletta	1,825	2,025	2,225	2,4581	2,6581	2,8381	3,0081
Ec lungo termine	16673	16673	16673	210000	210001	210002	210003
Ac	0,220	0,228	0,231	0,134	0,137	0,140	0,142
Jci	0,143	0,180	0,220	0,130	0,156	0,182	0,208
yg	1,178	1,297	1,423	0,900	0,984	1,061	1,134

Tabella 3.19: caratteristiche geometriche e meccaniche per il calcolo a lungo termine della trave da 45 m

	concio 1	concio 2	concio 3	concio 4	concio 5	concio 6	concio 7
	trave 165 + soletta 337*35	trave 185 + soletta 337*35	trave 205 + soletta 337*35	trave 225 + acciaio equiv	trave 245 + acciaio equiv	trave 263 + acciaio equiv	trave 280 + acciaio equiv
	L= 18 m	L= 4 m	L= 3 m	L= 3 m	L= 1,25 m	L=1,25 m	L= 1 m
H trave	1,65	1,85	2,05	2,25	2,45	2,63	2,8
J trave	0,0643537	0,0837487	0,104487	0,127758	0,153625	0,17918	0,205336
As trave	0,11972	0,1274	0,1304	0,1334	0,1364	0,1391	0,14165
yg trave	0,6335	0,722582	0,805115	0,888433	0,972485	1,04872	1,1212
Es	210000	210000	210000	210000	210000	210000	210000
H soletta	0,35	0,35	0,35	0,036	0,036	0,036	0,036
J soletta	0,0129518	0,0129518	0,0129518	0	0	0	0
Ac soletta	1,26875	1,26875	1,26875	0,00101736	0,00101736	0,00101736	0,00101736
yg soletta	1,825	2,025	2,225	2,4581	2,6581	2,8381	3,0081
Ec breve termine	33346	33346	33346	210000	210001	210002	210003
Aci	0,321	0,329	0,332	0,134	0,137	0,140	0,143
Jci	0,173	0,218	0,266	0,130	0,156	0,182	0,209
yg	1,381	1,520	1,667	0,900	0,985	1,062	1,135

Tabella 3.20: caratteristiche geometriche e meccaniche per il calcolo a breve termine della trave da 45 m

Si è scelto di omogeneizzare ad acciaio la soletta valutando tutti i parametri necessari al calcolo con il programma agli elementi finiti STRAUS 7 e calcolare le sollecitazioni con la teoria classica dell'elasticità lineare. I diagrammi delle sollecitazioni ottenuti sono analoghi a quelli calcolati per lo stato limite di esercizio. La differenza consisterà nel considerare dei coefficienti di amplificazione dei carichi diversi per effettuare le verifiche, come mostrato nel paragrafo seguente.

Si osserva che per quanto riguarda le azioni dovute al ritiro della soletta allo SLU, non si dovrebbe considerare la presenza della soletta stessa in corrispondenza degli appoggi. A favore di sicurezza, però, si è considerata la soletta continua su tutta la trave, considerando gli effetti del suo ritiro anche sugli appoggi.

3.2.4.2 Verifiche allo stato limite ultimo

Utilizzando i diagrammi delle sollecitazioni riportati precedentemente, si calcolano ora le tensioni normali e tangenziali in corrispondenza di cinque sezioni prese in considerazione

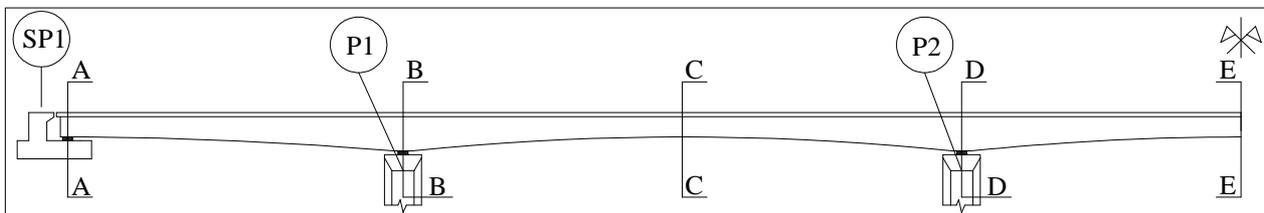


Figura 3.61: sezioni di interesse per il calcolo delle tensioni

Caratteristiche geometriche della sez. A-A, C-C, E-E a lungo termine

Si considera il modulo elastico del calcestruzzo pari a:

$$E_{c,\infty} = \frac{1}{2} \cdot E_{c,ist} = \frac{1}{2} \cdot 33346 = 16673 \frac{kN}{m^2}$$

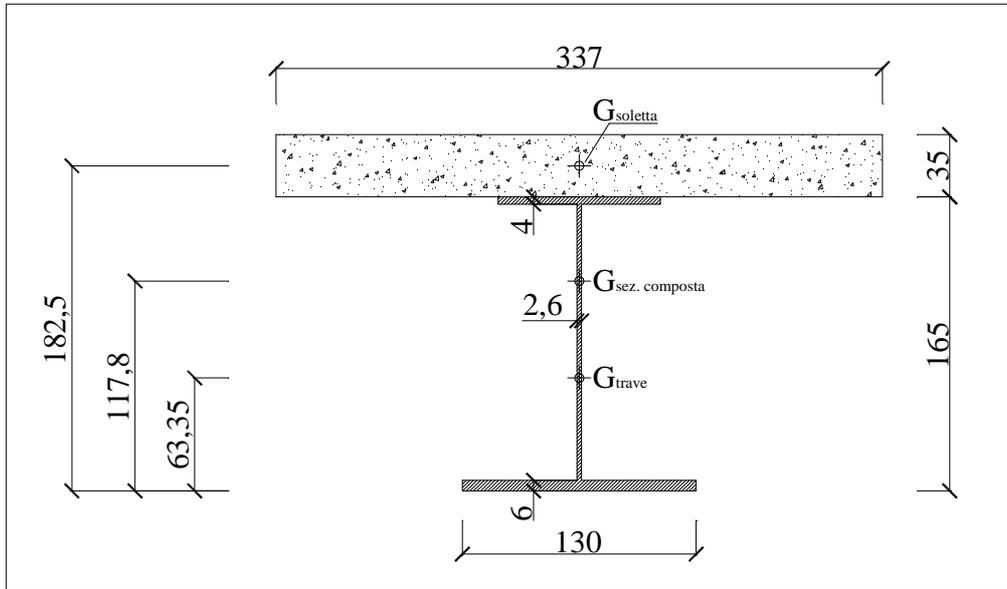


Figura 3.62: : caratteristiche geometriche delle sezioni A-A, C-C, E-E a lungo termine

Caratteristiche geometriche della sez. A-A, C-C, E-E a breve termine

Si considera il modulo elastico del calcestruzzo pari a:

$$E_{c,ist} = 33346 \frac{kN}{m^2}$$

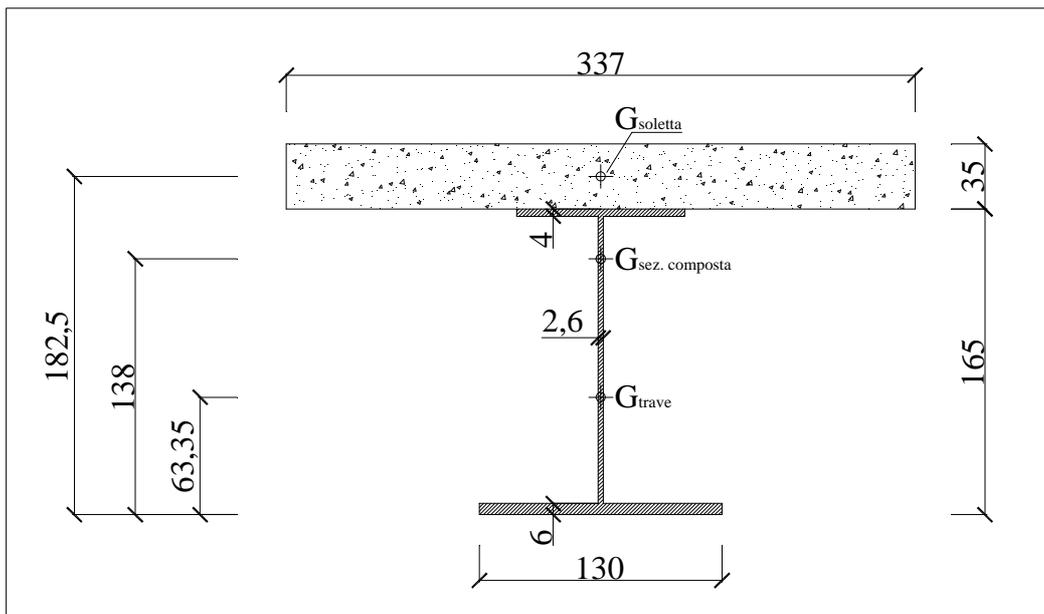
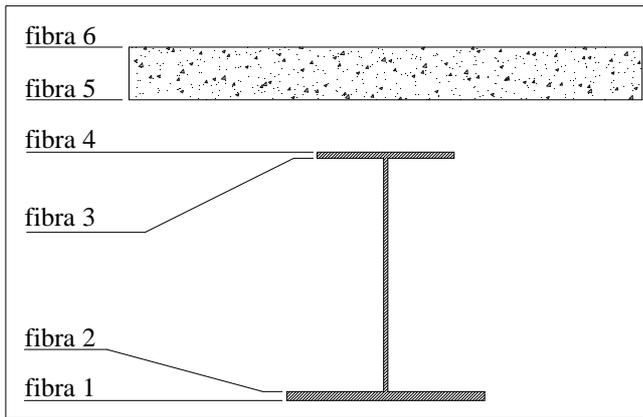


Figura 3.63: : caratteristiche geometriche delle sezioni A-A, C-C, E-E a breve termine



$$W_{fibra\ i\ acciaio} = \frac{J_{sez. acciaio}}{y_{fibra\ i}}$$

$$W_{fibra\ i\ breve\ termine} = \frac{J_{sez. omog. breve\ termine}}{y_{fibra\ i} (G_{sez. omogenizzata\ breve\ termine})}$$

$$W_{fibra\ i\ lungo\ termine} = \frac{J_{sez. omog. lungo\ termine}}{y_{fibra\ i} (G_{sez. omogenizzata\ lungo\ termine})}$$

Figura 3.64: : indicazione delle fibre

Nella tabella si riassumono i valori dei moduli di resistenza calcolati nelle fibre di interesse per ognuna delle sezioni resistenti considerate. I moduli elastici sono espressi in m^3 , l'area in m^2 , il modulo n esprime il rapporto tra il modulo elastico dell'acciaio (210 MPa) e quello del calcestruzzo.

	W acciaio	W breve t.	W lungo t.
fibra 1	0,102	0,125	0,121
fibra 2	0,112	0,131	0,128
fibra 3	-0,066	-0,730	-0,323
fibra 4	-0,063	-0,624	-0,296
fibra 5	0,000	-0,624	-0,296
fibra 6	0,000	-0,275	-0,171
n	0,000	6,298	12,595
Area	0,120	0,316	0,218

Tabella 3.21: moduli di resistenza calcolati per le varie fibre

Caratteristiche geometriche della sez. B-B, D-D a breve e lungo termine

Per il calcolo allo SLU si considera che il calcestruzzo non contribuisca mai, né con i carichi a breve né con quelli a lungo termine

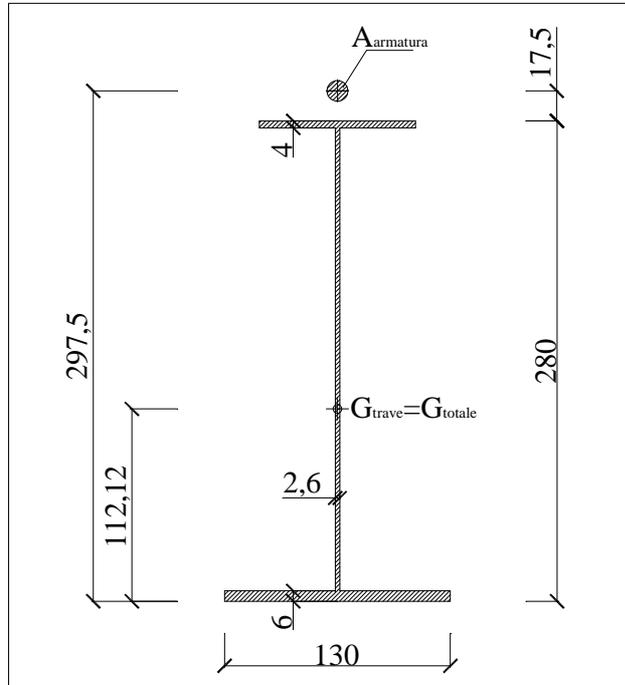
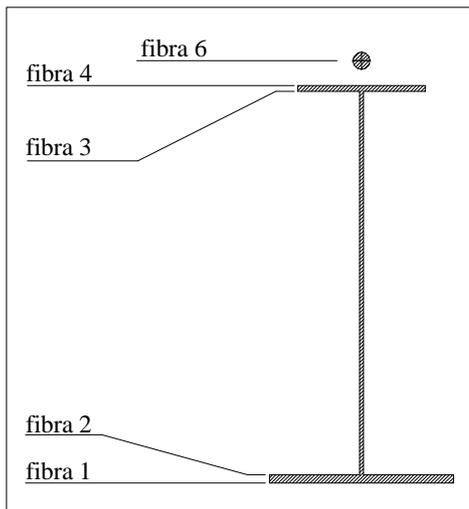


Figura 3.65: : caratteristiche geometriche sezioni B-B, D-D a breve e a lungo termine



$$W_{fibra\ i\ acciaio} = \frac{J_{sez.acciaio}}{y_{fibra\ i}}$$

$$W_{fibra\ i\ lungo\ ter\ mine} = \frac{J_{sez.omog.\ lungo\ ter\ mine}}{y_{fibra\ i} \left(G_{sez.\ omogenizzata\ lungo\ ter\ mine} \right)}$$

$$W_{fibra\ i\ breve\ ter\ mine} = \frac{J_{sez.omog.\ breve\ ter\ mine}}{y_{fibra\ i} \left(G_{sez.\ omogenizzata\ breve\ ter\ mine} \right)}$$

Figura 3.66: : indicazione delle fibre

Nella tabella si riassumono i valori dei moduli di resistenza calcolati nelle fibre di interesse per ognuna delle sezioni resistenti considerate. . I moduli elastici sono espressi in m^3 , l'area in m^2 , il modulo n esprime il rapporto tra il modulo elastico dell'acciaio (210000 MPa) e quello del calcestruzzo.

	W acciaio	W breve t.	W lungo t.
fibra 1	0,183	0,184	0,184
fibra 2	0,193	0,194	0,194
fibra 3	-0,125	-0,129	-0,129
fibra 4	-0,122	-0,125	-0,125
fibra 5	0,000	0,000	0,000
fibra 6	0,000	-0,112	-0,112
n	0,000	0,000	0,000
Area	0,142	0,143	0,143

Tabella 3.22: moduli di resistenza calcolati per le varie fibre

La combinazione di carico considerata è quella rara.

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

G_1 sollecitazioni prodotte dal peso della carpenteria metallica;

G_2 sollecitazioni prodotte dal peso della soletta in calcestruzzo armato;

Q_1 sollecitazioni prodotte dai carichi variabili da traffico;

Q_{k2} sollecitazioni prodotte dal carico vento;

Q_{k3} sollecitazioni prodotte dagli effetti del ritiro della soletta;

Q_{k4} sollecitazioni prodotte dagli effetti della variazione termica differenziale;

γ_{G1} vale 1,35;

γ_{G2} vale 1,50;

γ_{Q1} vale 1,35;

γ_{Q2} vale 1,50;

ψ_{02} vale 0,2;

γ_{Q3} vale 1,20;

ψ_{03} vale 1;

γ_{Q4} vale 1,20;

ψ_{04} vale 0,6.

CRITERI ADOTTATI

Di seguito vengono riportate delle tabelle che riportano il riassunto delle sollecitazioni per ognuna delle cinque sezioni che si tengono in considerazione.

Ogni tensione σ in corrispondenza delle fibre 1,2,3 4 della trave in acciaio, è stata ottenuta con la formula di Navier:

$$\sigma = \frac{M}{W_{fibra\ i}} + \frac{N}{A}$$

Le tensioni σ in corrispondenza delle fibre 5 e 6 della soletta per le sezioni A-A, C-C, E-E sono state calcolate con:

$$\sigma = \left(\frac{M}{W_{fibra\ i}} + \frac{N}{A} \right) \cdot \frac{1}{n}$$

Si assume che il taglio V venga assorbito dalla sola anima della trave, quindi il calcolo delle tensioni tangenziali τ avviene attraverso la seguente formulazione semplificata:

$$\tau = \frac{V}{A}$$

Dove con A si indica l'area della sola anima della trave in acciaio.

Nell'ultima tabella (contraddistinta dal colore verde acqua) è riportata la somma delle tensioni normali e tangenziali per ogni fibra. In corrispondenza delle fibre 2 e 3 della trave in acciaio è stato applicato il criterio di Von Mises per il calcolo della tensione risultante, attraverso la formula

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

La verifica allo stato limite ultimo viene fatta verificando che l'acciaio della trave principale, sollecitato con le azioni amplificate con i coefficienti dello SLU, sia ancora in campo elastico. Se si verifica questa condizione allora è lecito fare un calcolo a fibre che è in accordo con la teoria dell'elasticità lineare.

Deve verificarsi che :

$$\sigma_{acciaio} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{355}{1,05} = 338 \text{ MPa}$$

Di seguito vengono riportate le tabelle riassuntive dei risultati ottenuti per le verifiche.

SEZIONE A-A

		sezione A-A		
tipo sezione	carico	M	N	V
acciaio	carpenteria metallica	0	0	648
	getto cls	0	0	118,665

tipo sezione	carico	M	N	V
soletta cls	ritiro soletta fase 1	0	381,6	0

tipo sezione	carico	M	N	V
sezione composta lungo termine	permanenti portati	0	0	38,7
	ritiro cls fase 2	249,6	-381,6	11,16

tipo sezione	carico	M	N	V
sezione composta breve termine	traffico	0	0	1287,9
	vento	0	0	9

carpenteria		getto	
sigma	tau	sigma	tau
0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	16,08	0,00	11,91
0,00	16,08	0,00	11,91
0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00

traffico		var. term.		vento	
sigma	tau	sigma	tau	sigma	tau
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	31,96	0,00	5,12	0,00	0,22
0,00	31,96	0,00	5,12	0,00	0,22
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

portati		ritiro	
sigma	tau	sigma	tau
0,00	0,00	0,31	0,00
0,00	0,96	0,20	0,28
0,00	0,96	-2,52	0,28
0,00	0,00	-2,59	0,00
0,00	0,00	0,10	0,00
0,00	0,00	0,05	0,00

totale		
sigma	tau	mises
0,31	0,00	0,00
0,20	66,53	115,23
-2,52	66,53	115,26
-2,59	0,00	0,00
0,10	0,00	0,00
0,05	0,00	0,00

Tabella 3.23: verifica per la sezione A-A

LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA

SEZIONE B-B

		sezione B-B		
tipo sezione	carico	M	N	V
acciaio	carpenteria metallica	-2754	0	707,4
	getto cls	-14175	0	3618

tipo sezione	carico	M	N	V
soletta cls	ritiro soletta fase 1	0	381,6	0

tipo sezione	carico	M	N	V
sezione composta lungo termine	permanenti portati	-687	0	193,05
	ritiro cls fase 2	-51,84	-381,6	12,54

tipo sezione	carico	M	N	V
sezione composta breve termine	traffico	-14850	0	3393,9
	vento	-155,1	0	44,28

carpenteria		getto	
sigma	tau	sigma	tau
-15,04	0,00	-77,40	0,00
-14,23	10,08	-73,26	51,54
21,98	10,08	113,13	51,54
22,52	0,00	115,89	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00

traffico		var. term.		vento	
sigma	tau	sigma	tau	sigma	tau
-80,65	0,00	18,00	0,00	-0,84	0,00
-76,38	48,35	12,34	2,10	-0,80	0,63
115,52	48,35	-15,60	2,10	1,21	0,63
118,37	0,00	-22,25	0,00	1,24	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
133,16	0,00	-65,09	0,00	1,39	0,00

portati		ritiro	
sigma	tau	sigma	tau
-3,73	0,00	-2,96	0,00
-6,21	2,75	-2,94	0,18
5,34	2,75	-2,27	0,18
5,48	0,00	-2,26	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00
6,16	0,00	367,24	0,00

totale		
sigma	tau	mises
-162,61	0,00	0,00
-161,48	115,62	257,26
239,31	115,62	312,05
238,98	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00
442,86	0,00	0,00

Tabella 3.24: verifica per la sezione B-B

LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA

SEZIONE C-C

		sezione C-C		
tipo sezione	carico	M	N	V
acciaio	carpenteria metallica	1205,55	0	0
	getto cls	6304,5	0	0

tipo sezione	carico	M	N	V
soletta cls	ritiro soletta fase 1	0	381,6	0

tipo sezione	carico	M	N	V
sezione composta lungo termine	permanenti portati	436,5	0	0
	ritiro cls fase 2	-20,52	-381,6	1,38

tipo sezione	carico	M	N	V
sezione composta breve termine	traffico	16470	0	0
	vento	113,1	0	0

carpenteria		getto	
sigma	tau	sigma	tau
11,87	0,00	62,06	0,00
10,74	16,08	56,18	0,00
-18,29	16,08	-95,66	0,00
-19,04	0,00	-99,58	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00

traffico		var. term.		vento	
sigma	tau	sigma	tau	sigma	tau
131,57	0,00	20,30	0,00	0,90	0,00
125,83	0,00	14,83	0,48	0,86	0,00
-22,57	0,00	20,33	0,48	-0,15	0,00
-26,40	0,00	28,44	0,00	-0,18	0,00
-4,19	0,00	-2,35	0,00	-0,03	0,00
-9,51	0,00	-2,07	0,00	-0,07	0,00

portati		ritiro	
sigma	tau	sigma	tau
3,60	0,00	-1,92	0,00
3,41	0,00	-1,91	0,03
-1,35	0,00	-1,69	0,03
-1,47	0,00	-1,68	0,00
-0,12	0,00	0,17	0,00
-0,20	0,00	0,18	0,00

totale		
sigma	tau	mises
228,39	0,00	0,00
209,95	16,59	211,91
-119,38	16,59	122,80
-119,92	0,00	0,00
-6,51	0,00	0,00
-11,68	0,00	0,00

Tabella 3.25: verifica per la sezione C-C

LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA

SEZIONE D-D

		sezione D-D		
tipo sezione	carico	M	N	V
acciaio	carpenteria metallica	-3334,5	0	783
	getto cls	-17280	0	4009,5

tipo sezione	carico	M	N	V
soletta cls	ritiro soletta fase 1	0	381,6	0

tipo sezione	carico	M	N	V
sezione composta lungo termine	permanenti portati	-849	0	217,05
	ritiro cls fase 2	10,608	-381,6	1,38

tipo sezione	carico	M	N	V
sezione composta breve termine	traffico	-15525	0	3564
	vento	-210,9	0	56,34

carpenteria		getto	
sigma	tau	sigma	tau
-18,21	0,00	-94,35	0,00
-17,23	11,15	-89,31	57,12
26,61	11,15	137,91	57,12
27,26	0,00	141,28	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00

traffico		var. term.		vento	
sigma	tau	sigma	tau	sigma	tau
-84,31	0,00	13,32	0,00	-1,15	0,00
-79,85	50,77	9,14	0,28	-1,08	0,80
120,77	50,77	-11,21	0,28	1,64	0,80
123,75	0,00	-15,98	0,00	1,68	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
139,21	0,00	-57,82	0,00	1,89	0,00

portati		ritiro	
sigma	tau	sigma	tau
-4,61	0,00	-2,62	0,00
-4,37	3,09	-2,62	0,02
6,60	3,09	-2,76	0,02
6,77	0,00	-2,76	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00
7,61	0,00	373,42	0,00

totale		
sigma	tau	mises
-191,93	0,00	0,00
-185,33	123,23	282,67
279,58	123,23	331,74
281,99	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00
464,32	0,00	0,00

Tabella 3.26: verifica per la sezione D-D

LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA

SEZIONE E-E

		sezione E-E		
tipo sezione	carico	M	N	V
acciaio	carpenteria metallica	913,95	0	0
	getto cls	4765,5	0	0

tipo sezione	carico	M	N	V
soletta cls	ritiro soletta fase 1	0	381,6	0

tipo sezione	carico	M	N	V
sezione composta lungo termine	permanenti portati	355,5	0	0
	ritiro cls fase 2	10,608	-381,6	0

tipo sezione	carico	M	N	V
sezione composta breve termine	traffico	17010	0	0
	vento	103,5	0	0

carpenteria		getto	
sigma	tau	sigma	tau
9,00	0,00	46,91	0,00
8,14	0,00	42,47	0,00
-13,87	0,00	-72,31	0,00
-14,44	0,00	-75,27	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00

traffico		var. term.		vento	
sigma	tau	sigma	tau	sigma	tau
135,89	0,00	16,92	0,00	0,83	0,00
129,95	0,00	12,50	0,00	0,79	0,00
-23,31	0,00	20,73	0,00	-0,14	0,00
-27,27	0,00	29,09	0,00	-0,17	0,00
-4,33	0,00	-2,24	0,00	-0,03	0,00
-9,83	0,00	-1,84	0,00	-0,06	0,00

portati		ritiro	
sigma	tau	sigma	tau
2,93	0,00	-1,66	0,00
2,78	0,00	-1,67	0,00
-1,10	0,00	-1,78	0,00
-1,20	0,00	-1,79	0,00
-0,10	0,00	0,17	0,00
-0,16	0,00	0,16	0,00

totale		
sigma	tau	mises
210,81	0,00	0,00
194,97	0,00	194,97
-91,78	0,00	91,78
-91,04	0,00	0,00
-6,52	0,00	0,00
-11,72	0,00	0,00

Tabella 3.27: verifica per la sezione E-E

LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA

3.2.5 Verifica e dimensionamento delle piolature

Come sistema di connessione, si sono scelti pioli di tipo Nelson resistenti a taglio, saldati alla piattabanda superiore della trave principale (larghezza 900 mm) ed annegati nella soletta in calcestruzzo (altezza della soletta pari a 350 mm).

Il dimensionamento dei connettori è stato eseguito in riferimento alle prescrizioni indicate dalla normativa; avendo deciso di procedere tramite la teoria elastica, in fase di predimensionamento è stato possibile adottare una distribuzione dei pioli compatibile con l'andamento della forza longitudinale di scorrimento.

Nella tabella 3.28 si riassumono i valori dei tagli nelle varie sezioni di interesse.

I connettori a taglio assorbono le sollecitazioni a maturazione del getto della soletta avvenuta, pertanto non verranno considerati i contributi legati al peso della carpenteria metallica e della soletta in calcestruzzo.

	combinazione allo SLU				
	sez. A-A	sez. B-B	sez. C-C	sez. D-D	sez. E-E
ritiro termico soletta	-109,2	125,64	16,44	16,44	0
pesi propri portati	35,7	196,05	0	217,65	0
vento	9	40,68	0	56,34	0
carichi mobili	1890	3577,5	1256,85	3874,5	1215
variazione termica	120,4	143,5	17,43	18,69	0
totale [kN]	1945,9	4083,37	1290,72	4183,62	1215

Tabella 3.28: tagli agenti nelle sezioni di interesse

Per il dimensionamento si fa riferimento alla sezione D-D che risulta quella più sollecitata.

Le caratteristiche meccaniche dei pioli sono:

$$450 \text{ MPa} \leq f_u \leq 500 \text{ MPa}$$

Lo sforzo di scorrimento q che agisce nella sezione vale:

$$q = \frac{T \cdot S}{J}$$

Dove:

T è il taglio sollecitante;

S è il momento statico della sezione calcolato in corrispondenza della piattabanda superiore della trave in acciaio;

J il momento d'inerzia della sezione omogeneizzata.

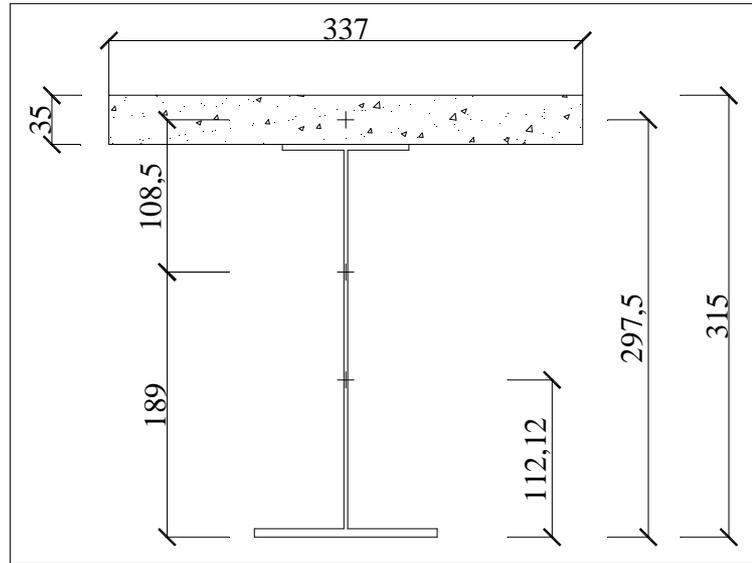


Figura 3.67: : caratteristiche geometriche della sezione in corrispondenza delle pile

$$S = \frac{A_c \cdot (y_{\text{soletta}} - y_{\text{traveo mogeizzata}})}{n} = \frac{(3370 \cdot 350) \cdot 1085}{12,59} = 1,016 \cdot 10^8 \text{ mm}^3$$

$$J = 4,08 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$E_{c,\infty} = 16673 \text{ MPa}$$

$$q = \frac{4183,62 \cdot 10^3 \cdot 1,016 \cdot 10^8}{4,08 \cdot 10^{11}} = 1041,8 \frac{N}{mm}$$

Si mettono quattro pioli su ogni sezione, lo scorrimento su ogni piolo vale:

$$Q = \frac{q \cdot i}{n} = \frac{1041,8 \cdot 230}{4} = 59903,5 \text{ N} = 59,9 \text{ kN}$$

Invertendo la 4.3.7 della NTC si calcola l'area minima di ogni singolo piolo.

$$P_{Rd} = \frac{0,8 \cdot f_u \cdot A_{\text{piolo}}}{\gamma_v} \Rightarrow A_{\text{piolo}} = \frac{P_{Rd} \cdot \gamma_v}{0,8 \cdot f_u} = \frac{59903,5 \cdot 1,25}{0,8 \cdot 450} = 208 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{piolo,min}} = \frac{\phi^2 \cdot \pi}{4} \Rightarrow \phi_{\text{min}} = \sqrt{\frac{A_{\text{piolo,min}} \cdot 4}{\pi}} = \sqrt{\frac{208 \cdot 4}{3,14}} = 16,3 \text{ mm}$$

Si decide di usare quattro pioli Nelson $\phi 24$ con interasse trasversale i_1 di 230 mm, mentre l'interasse longitudinale i_2 è di 200 mm.

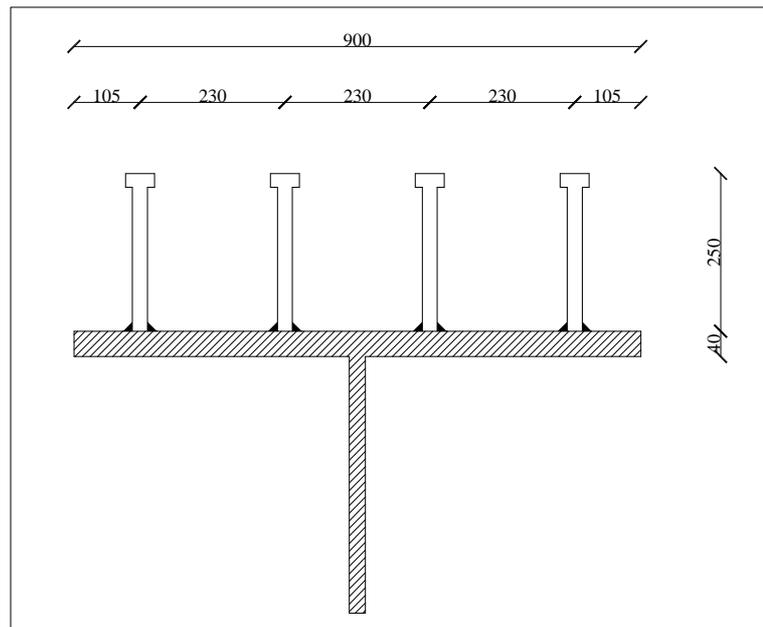


Figura 3.68: : particolare della disposizione dei pioli sulla piattabanda superiore

Limitazioni normative per poter considerare i pioli duttili:

1. $h \geq 4\phi \Rightarrow h \geq 4 \cdot 24 = 96 \text{ mm} \Rightarrow$ I pioli adottati hanno altezza pari a 250 mm
2. $16 \text{ mm} \leq \phi_{\text{piolo}} \leq 25 \text{ mm}$
3. grado di connessione $\eta = 1$
4. spaziatura massima longitudinale $s_{\text{max}} = 22 \cdot t_f \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} \leq 800 \text{ mm}$, con t_f spessore della piattabanda superiore del profilo, f_{yk} tensione di snervamento della piattabanda del profilo; risulta quindi che $s_{\text{max}} = 22 \cdot 40 \cdot \sqrt{\frac{235}{338}} = 716 \text{ mm}$
5. spaziatura massima trasversale $s_{\text{min}} \geq 2,5 \cdot \phi_{\text{piolo}} = 2,5 \cdot 24 = 60 \text{ mm}$
6. La testa del piolo deve avere diametro pari ad almeno $1,5 \cdot \phi_{\text{piolo}} = 36 \text{ mm}$, il diametro del piolo non deve eccedere 1,5 volte lo spessore del piatto cui è saldato.

3.2.5.1 Verifica dei pioli allo SLU

La resistenza al taglio di progetto di un piolo munito di testa e saldato in modo automatico è determinata in base al minore tra i due valori $P_{rd,1}$ rappresentativi, rispettivamente, di una rottura duttile della connessione (lato piolo) e di una rottura fragile (lato calcestruzzo).

$$P_{Rd,1} = \frac{0,8 \cdot f_t \cdot \left(\frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \right)}{\gamma_v} = \frac{0,8 \cdot 450 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 24^2}{4} \right)}{1,25 \cdot 10^3} = 130,22 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,1} = \frac{0,29 \cdot \alpha \cdot \phi^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_c}}{\gamma_v} = \frac{0,29 \cdot 1 \cdot 24^2 \cdot \sqrt{32 \cdot 16673}}{1,25 \cdot 10^3} = 97,6 \text{ kN}, \text{ essendo } \alpha = 1,0 \text{ per}$$

$$\frac{h_{sc}}{\phi} > 4 \Rightarrow \frac{250}{24} = 10,4$$

$$P_{Rd} = \min(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) > Q = 97,6 \text{ kN} > 59,9 \text{ kN} \text{ VERIFICATO}$$

Verifica dell'armatura trasversale della soletta allo SLU

L'armatura trasversale della soletta deve essere progettata allo Stato Limite Ultimo in modo da prevenire la rottura prematura per scorrimento o spaccatura longitudinale. Oltre alle verifiche dei connettori è infatti necessario eseguire ulteriori verifiche a taglio per la soletta lungo le superfici considerate critiche; la sollecitazione di taglio agente lungo le superfici critiche deve essere determinata coerentemente con con le ipotesi di calcolo assunte per la determinazione della resistenza della connessione.

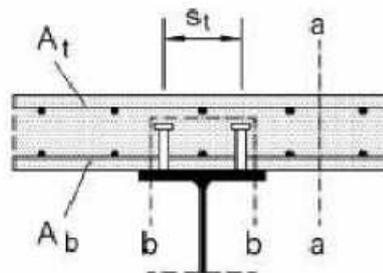


Figura 3.69: superfici critiche di taglio

Il taglio sollecitante calcolato allo SLU vale 4183,62 kN; considerando una porzione longitudinale di soletta di 1 m, si ha che su ogni superficie di scorrimento il coefficiente

$$v_{Ed} \text{ vale } v_{Ed} = \frac{(4183,62 \cdot 10^3)}{350 \cdot 2000} = 2,98 \frac{N}{mm^2}$$

L'armatura trasversale già presente nella soletta in corrispondenza della trave metallica è un $\phi 20/12,5$ superiormente e $\phi 20/20$ inferiormente, quindi complessivamente l'armatura presente in un metro lineare di soletta vale $8 \cdot 314 + 4 \cdot 314 = 3768 \text{ mm}^2$; ad ogni 125 mm competono un'armatura trasversale di 471 mm^2 .

$$\frac{A_s \cdot f_{yd}}{s_f} = \frac{471 \cdot 391,3}{125} = 1474,4 \frac{N}{mm} > 2,98 \cdot 350 = 1043 \frac{N}{mm}$$

Inoltre, per evitare la rottura del calcestruzzo compresso è necessario imporre che

$$v_{Ed} = 2,98 \leq 0,3 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,3 \cdot \left[1 - \frac{32}{250} \right] \cdot 21,3 = 5,57$$

Anche la verifica a compressione del calcestruzzo è soddisfatta.

3.2.5.2 Verifica dei pioli allo SLE

Per le travate da ponte, nello stato limite d'esercizio, il taglio longitudinale per ciascun connettore non deve eccedere il 60% della resistenza di progetto.

	combinazione allo SLE				
	sez. A-A	sez. B-B	sez. C-C	sez. D-D	sez. E-E
ritiro termico soletta	-91	104,7	13,7	13,7	0
pesi propri portati	23,8	130,7	0	145,1	0
vento	30	135,6	0	187,8	0
carichi mobili	1400	2650	931	2870	900
variazione termica	172	205	24,9	26,7	0
totale [kN]	1534,8	3226	969,6	3243,3	900

Tabella 3.29: tagli agenti nelle sezioni di interesse allo SLE

$$q = \frac{3243 \cdot 10^3 \cdot 1,016 \cdot 10^8}{4,08 \cdot 10^{11}} = 807,57 \frac{N}{mm}$$

$$Q = \frac{q \cdot i}{n} = \frac{807,57 \cdot 230}{4} = 45435 \text{ N} = 45,4 \text{ kN}$$

$$\frac{Q}{P_{Rd}} = \frac{45,4}{97,6} = 0,46 < 0,6$$

Anche questa verifica risulta soddisfatta.

Nella figura 3.70 viene riportata una disposizione schematica delle connessioni.

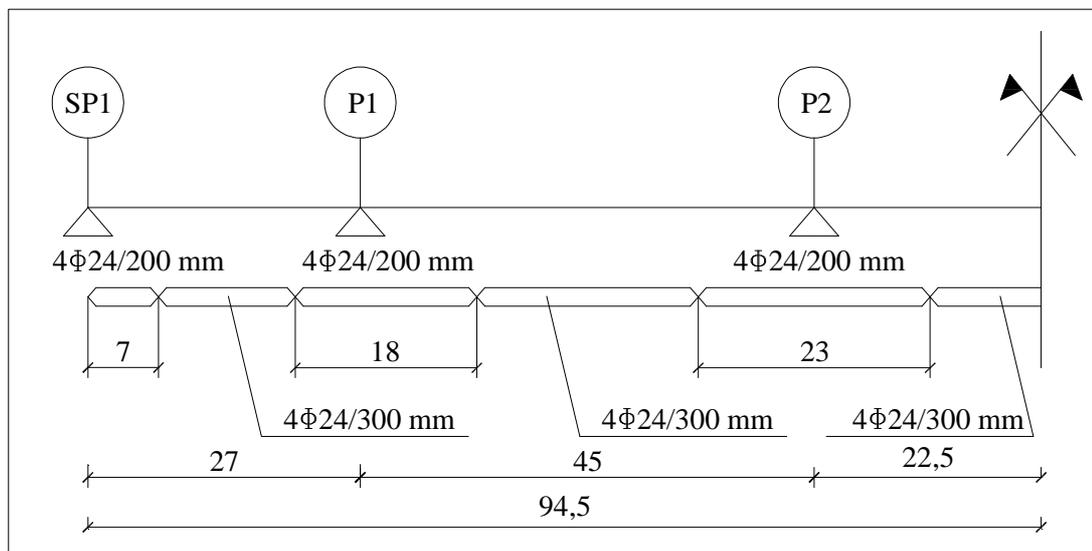


Figura 3.70: disposizione schematica longitudinale dei pioli

3.2.6 Dimensionamento e verifica dei collegamenti bullonati tra i conci delle travi principali

3.2.6.1 Giunto 1

Il giunto di collegamento si trova a 6 m dalla sezione B-B (quella in corrispondenza della spalla 1), la sezione della trave ha le dimensioni riportate in figura; a favore di sicurezza si considerano le tensioni ricavate allo SLU .

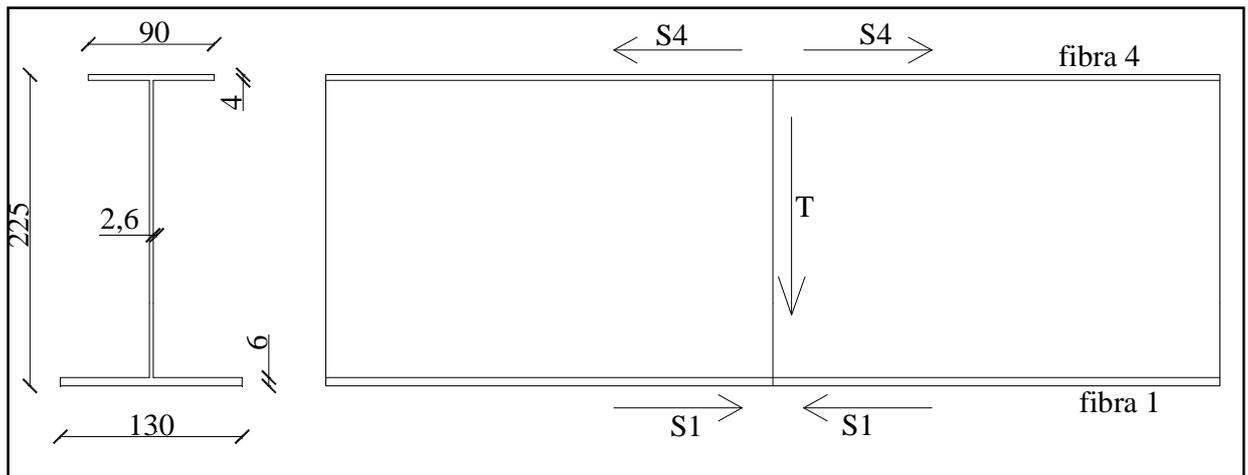


Figura 3.71: rappresentazione schematica di calcolo del giunto 1

Si riportano le tensioni della sezione B-B calcolate per lo SLU:

- Tensione alla fibra 1: $\sigma_1 = -162,61 \text{ MPa}$
- Tensione alla fibra 4: $\sigma_4 = +238,98 \text{ MPa}$
- Tensione tangenziale media sull'anima: $\tau = 115,62 \text{ MPa}$

PIATTABANDA INFERIORE

Si considera in maniera cautelativa che, sulla piattabanda inferiore (fibra 1), la tensione sia costante sui 6 cm di spessore, quindi lo sforzo vale:

$$S_1 = -162,61 \cdot 1300 \cdot 60 \cdot 10^{-3} = -12683,6 \text{ kN}$$

Si ipotizza di utilizzare 28 M33 classe di resistenza 10.9, due sezioni resistenti per ciascun bullone, quindi 56 sezioni resistenti in totale.

Lo sforzo tagliante di progetto su ciascun bullone è:

$$S_{sd} = \frac{12683,6}{56} = 226,5 \text{ kN}$$

VERIFICA A TAGLIO DEI BULLONI SULLA PIATTABANDA INFERIORE

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,5 \cdot 1000 \cdot 769,4}{1,25} = 307,6 \text{ kN}$$

Quindi:

$$S_{sd} < F_{v,Rd} \Rightarrow 226,5 < 307,6 \text{ VERIFICATO}$$

VERIFICA A RIFOLLAMENTO SUI PIATTI D'UNIONE

Lo spessore t dei piatti di collegamento vale complessivamente 64 mm.

diam. bullone [mm]	e_{1min} [mm]	e_{1max} [mm]	e_{2min} [mm]	e_{2max} [mm]	p_{1min} [mm]	p_{1max} [mm]	p_{2min} [mm]	p_{2max} [mm]
33	41,4	296	41,4	296	75,9	200	82,8	200

e_1 [mm]	e_2 [mm]	p_1 [mm]	P_2 [mm]
70	70	120	139

Tabella 3.30: interassi tra i bulloni

$$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,50 \cdot 0,426 \cdot 355 \cdot 33 \cdot 32}{1,25} = 319,4 \text{ kN}$$

Quindi

$$S_{sd} < F_{b,Rd} \Rightarrow 226,5 < 319,4 \text{ VERIFICATO}$$

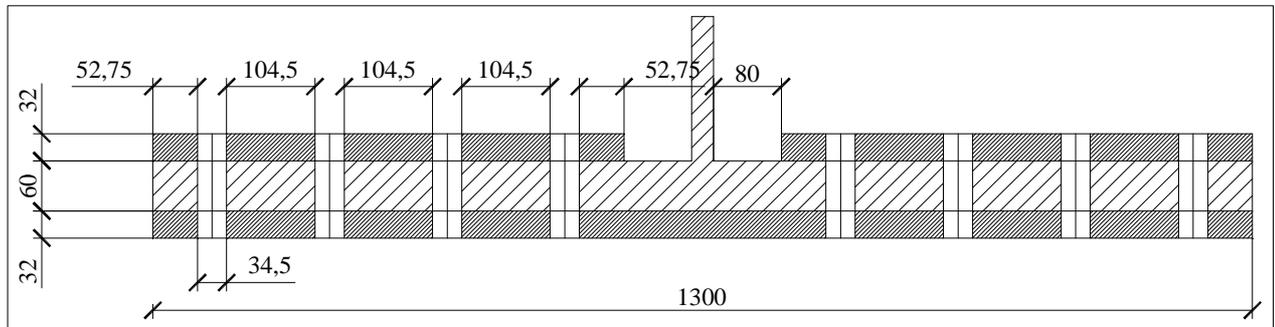


Figura 3.72: disposizione dei bulloni nella piattabanda inferiore

PIATTABANDA SUPERIORE

Si considera in maniera cautelativa che sull'ala superiore (fibra 4) la tensione sia costante sui 4 cm di spessore, quindi lo sforzo vale:

$$S_4 = 239,98 \cdot 900 \cdot 40 \cdot 10^{-3} = +8603,3 \text{ kN}$$

20 M33 classe 10.9, due sezioni resistenti per ciascun bullone, quindi 40 sezioni resistenti in totale.

Lo sforzo tagliante su ciascun bullone è:

$$S_{sd} = \frac{8603,3}{40} = 126,82 \text{ kN}$$

VERIFICA A TAGLIO DEI BULLONI SULLA PIATTABANDA INFERIORE

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,5 \cdot 1000 \cdot 769,4}{1,25} = 307,6 \text{ kN}$$

Quindi:

$$S_{sd} < F_{v,Rd} \Rightarrow 126,82 < 307,6 \text{ VERIFICATO}$$

VERIFICA A RIFOLLAMENTO SUI PIATTI D'UNIONE

Lo spessore t dei piatti di collegamento vale complessivamente 46 mm

diam. bullone [mm]	e_{1min} [mm]	e_{1max} [mm]	e_{2min} [mm]	e_{2max} [mm]	p_{1min} [mm]	p_{1max} [mm]	p_{2min} [mm]	p_{2max} [mm]
33	41,4	296	41,4	296	75,9	200	82,8	200

e_1 [mm]	e_2 [mm]	p_1 [mm]	P_2 [mm]
70	70	120	139

Tabella 3.31: interassi tra i bulloni

$$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,50 \cdot 0,426 \cdot 355 \cdot 33 \cdot 23}{1,25} = 229,56 \text{ kN}$$

Quindi

$$S_{sd} < F_{b,Rd} \Rightarrow 126,82 < 229,56 \text{ VERIFICATO}$$

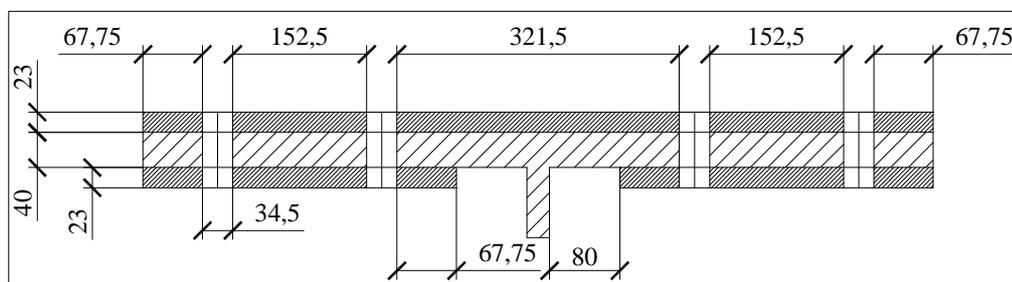


Figura 3.73: disposizione dei bulloni nella piattabanda superiore

ANIMA

Si considera in maniera cautelativa che sull'anima la tensione sia costante sui 2,6 cm di spessore, quindi lo sforzo di taglio T vale:

$$T = 115,62 \cdot 26 \cdot (2800 - 100) \cdot 10^{-3} = 8116,6 \text{ kN}$$

Si considera la trave alta 280 cm e non 225 per essere a favore di sicurezza.

28 M24 classe 10.9, due sezioni resistenti per ciascun bullone, quindi 64 sezioni resistenti in totale.

Lo sforzo tagliante su ciascun bullone è:

$$S_{sd} = \frac{8116,6}{64} = 126,82 \text{ kN}$$

VERIFICA A TAGLIO DEI BULLONI SULLA PIATTABANDA INFERIORE

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,5 \cdot 1000 \cdot 406,9}{1,25} = 162,5 \text{ kN}$$

Quindi

$$S_{sd} < F_{v,Rd} \Rightarrow 126,82 < 162,5 \text{ VERIFICATO}$$

VERIFICA A RIFOLLAMENTO SUI PIATTI D'UNIONE

Lo spessore t dei piatti di collegamento vale complessivamente 46 mm

diam. bullone [mm]	e _{1min} [mm]	e _{1max} [mm]	e _{2min} [mm]	e _{2max} [mm]	p _{1min} [mm]	p _{1max} [mm]	p _{2min} [mm]	p _{2max} [mm]
33	30,6	104	30,6	104	56,1	200	71,4	200

e ₁ [mm]	e ₂ [mm]	p ₁ [mm]	p ₂ [mm]
70	70	115	150

Tabella 3.32: interassi tra i bulloni

$$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,50 \cdot 0,665 \cdot 355 \cdot 24 \cdot 16}{1,25} = 181,3 \text{ kN}$$

Quindi:

$$S_{sd} < F_{b,Rd} \Rightarrow 126,82 < 181,3 \text{ VERIFICATO}$$

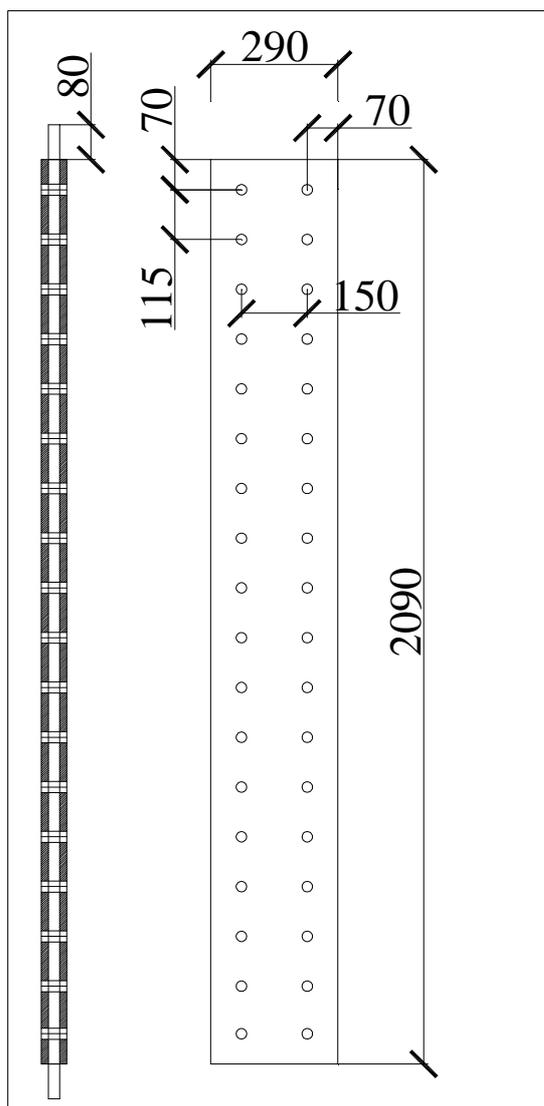


Figura 3.74: disposizione dei bulloni sui piatti d' anima

3.2.6.2 Giunto 2

Si riportano le tensioni della sezione C-C calcolate per lo SLU:

- Tensione alla fibra 1: $\sigma_1 = +228,4 \text{ MPa}$
- Tensione alla fibra 4: $\sigma_4 = -120 \text{ MPa}$
- Tensione tangenziale media sull'anima: $\tau = 16,6 \text{ MPa}$

PIATTABANDA INFERIORE

Si considera in maniera cautelativa che, sulla piattabanda inferiore (fibra 1), la tensione sia costante sui 6 cm di spessore, quindi lo sforzo vale:

$$S_1 = 228,4 \cdot 1300 \cdot 60 \cdot 10^{-3} = +17815 \text{ kN}$$

Si ipotizza di utilizzare 32 M33 classe di resistenza 10.9, due sezioni resistenti per ciascun bullone, quindi 64 sezioni resistenti in totale.

Lo sforzo tagliante di progetto su ciascun bullone è:

$$S_{sd} = \frac{17815}{64} = 278,36 \text{ kN}$$

VERIFICA A TAGLIO DEI BULLONI SULLA PIATTABANDA INFERIORE

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,5 \cdot 1000 \cdot 769,4}{1,25} = 307,6 \text{ kN}$$

Quindi:

$$S_{sd} < F_{v,Rd} \Rightarrow 278,36 < 307,6 \text{ VERIFICATO}$$

VERIFICA A RIFOLLAMENTO SUI PIATTI D'UNIONE

Lo spessore t dei piatti di collegamento vale complessivamente 64 mm

diam. bullone [mm]	e _{1min} [mm]	e _{1max} [mm]	e _{2min} [mm]	e _{2max} [mm]	p _{1min} [mm]	p _{1max} [mm]	p _{2min} [mm]	p _{2max} [mm]
33	41,4	296	41,4	296	75,9	200	82,8	200

e ₁ [mm]	e ₂ [mm]	p ₁ [mm]	P ₂ [mm]
70	70	120	139

Tabella 3.33: interassi tra i bulloni

$$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,50 \cdot 0,426 \cdot 355 \cdot 33 \cdot 32}{1,25} = 319,4 \text{ kN}$$

Quindi :

$$S_{sd} < F_{b,Rd} \Rightarrow 278,36 < 319,4 \text{ VERIFICATO}$$

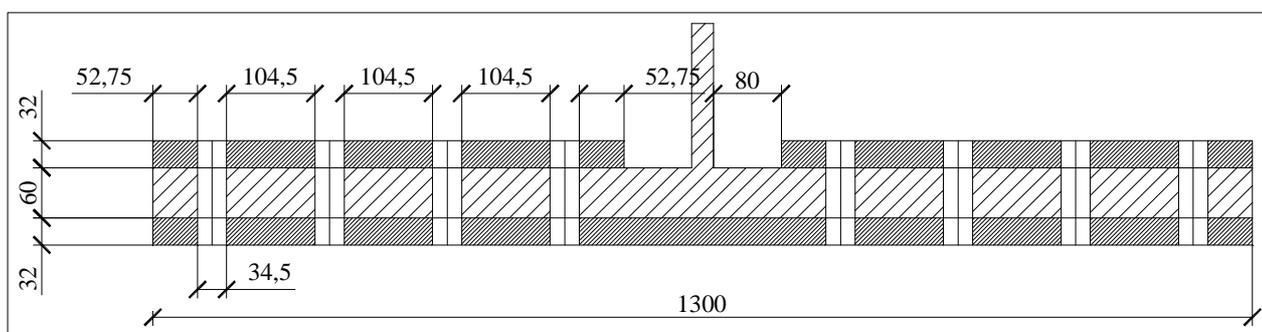


Figura 3.74: disposizione dei bulloni sulla piattabanda inferiore

PIATTABANDA SUPERIORE

Si considera in maniera cautelativa che sull'ala superiore (fibra 4) la tensione sia costante sui 4 cm di spessore, quindi lo sforzo vale:

$$S_4 = -120 \cdot 900 \cdot 40 \cdot 10^{-3} = -4320 \text{ kN}$$

16 M33 classe 10.9, due sezioni resistenti per ciascun bullone, quindi 32 sezioni resistenti in totale.

Lo sforzo tagliante su ciascun bullone è:

$$S_{sd} = \frac{4320}{32} = 135 \text{ kN}$$

VERIFICA A TAGLIO DEI BULLONI SULLA PIATTABANDA INFERIORE

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,5 \cdot 1000 \cdot 769,4}{1,25} = 307,6 \text{ kN}$$

Quindi

$$S_{sd} < F_{v,Rd} \Rightarrow 135 < 307,6 \text{ VERIFICATO}$$

VERIFICA A RIFOLLAMENTO SUI PIATTI D'UNIONE

Lo spessore t dei piatti di collegamento vale complessivamente 46 mm.

diam. bullone [mm]	e _{1min} [mm]	e _{1max} [mm]	e _{2min} [mm]	e _{2max} [mm]	p _{1min} [mm]	p _{1max} [mm]	p _{2min} [mm]	p _{2max} [mm]
33	41,4	296	41,4	296	75,9	200	82,8	200

e ₁ [mm]	e ₂ [mm]	p ₁ [mm]	P ₂ [mm]
70	70	120	139

Tabella 3.34: interassi tra i bulloni

$$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,50 \cdot 0,426 \cdot 355 \cdot 33 \cdot 23}{1,25} = 229,56 \text{ kN}$$

Quindi :

$$S_{sd} < F_{b,Rd} \Rightarrow 135 < 229,56 \text{ VERIFICATO}$$

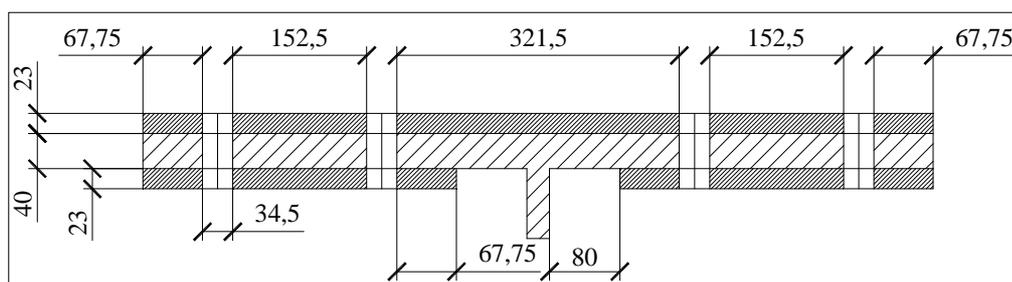


Figura 3.75: disposizione dei bulloni sulla piattabanda superiore

ANIMA

Si considera in maniera cautelativa che sull'anima la tensione sia costante sui 2,6 cm di spessore, quindi lo sforzo di taglio T vale:

$$T = 16,6 \cdot 26 \cdot (1720 - 100) \cdot 10^{-3} = 700 \text{ kN}$$

Si considera la trave alta 172 cm .

12 M24 classe 10.9, due sezioni resistenti per ciascun bullone, quindi 24 sezioni resistenti in totale.

Lo sforzo tagliante su ciascun bullone è:

$$S_{sd} = \frac{700}{24} = 29,16 \text{ kN}$$

VERIFICA A TAGLIO DEI BULLONI SULLA PIATTABANDA INFERIORE

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,5 \cdot 1000 \cdot 406,9}{1,25} = 162,5 \text{ kN}$$

Quindi

$$S_{sd} < F_{v,Rd} \Rightarrow 29,16 < 162,5 \text{ VERIFICATO}$$

VERIFICA A RIFOLLAMENTO SUI PIATTI D'UNIONE

Lo spessore t dei piatti di collegamento vale complessivamente 46 mm

diam. bullone [mm]	e _{1min} [mm]	e _{1max} [mm]	e _{2min} [mm]	e _{2max} [mm]	p _{1min} [mm]	p _{1max} [mm]	p _{2min} [mm]	p _{2max} [mm]
33	30,6	104	30,6	104	56,1	200	71,4	200

e ₁ [mm]	e ₂ [mm]	p ₁ [mm]	P ₂ [mm]
70	70	200	150

Tabella 3.35: interassi tra i bulloni

$$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,50 \cdot 0,665 \cdot 355 \cdot 24 \cdot 16}{1,25} = 181,3 \text{ kN}$$

Quindi

$$S_{sd} < F_{b,Rd} \Rightarrow 29,16 < 181,3 \text{ VERIFICATO}$$

3.3 Verifica dei traversi di irrigidimento

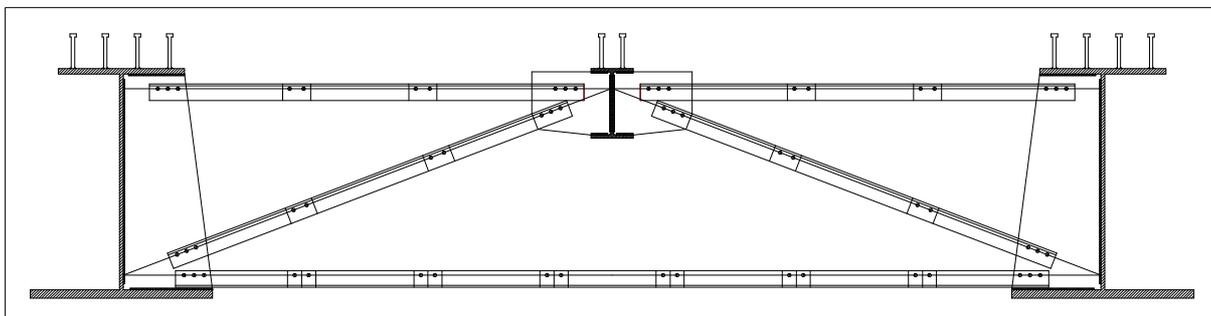


Figura 3.76: disposizione schematica longitudinale dei pioli

I traversi in corrispondenza della due spalle sono costituiti da profili ad I asimmetrici aventi altezza pari a 1,65 m, mentre quelli delle quattro pile sono profili ad I asimmetrici alti 2,80 m. In tutte le campate gli irrigidimenti trasversali sono di tipo reticolare e sono distanziati l'uno dall'altro di 4,50 m.

I traversi sono soggetti ad uno sforzo di taglio trasmesso dalle travi principali. Per il calcolo dei traversi di campata, si prevede di introdurre vincoli di appoggio fittizi in corrispondenza di ciascun nodo trave-traverso, le reazioni vincolari, cambiate di segno, sono state applicate sui corrispondenti traversi.

Essendo i traversi piuttosto ravvicinati, si è svolto un calcolo semplificato su una struttura semplice caricata nel modo riportato in figura. Si esegue il dimensionamento di un controventamento tipo della sezione di mezzeria di ogni campata.

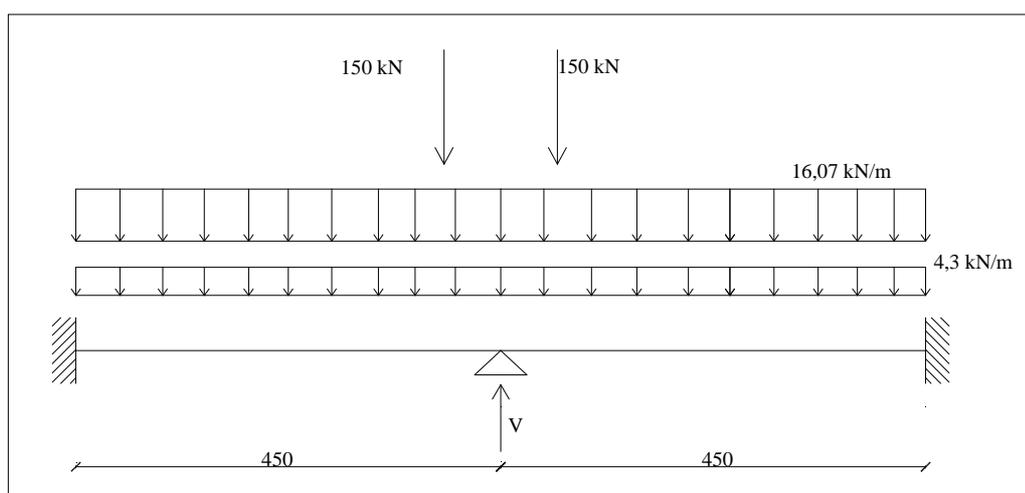


Figura 3.77: schema statico per il calcolo delle azioni sui traversi

Sono stati presi in considerazione solamente i carichi che inducono effetti torcenti sull'impalcato:

- I carichi distribuiti da traffico generano un momento torcente pari a $112,5 \frac{kNm}{m}$, si trascura l'aliquota di carico di tipo simmetrico pari a $45,75 \frac{kNm}{m}$.
- I carichi tandem da traffico generano un momento torcente pari a $1050 kNm$, si trascura anche in questo caso la quota parte di carico di tipo simmetrico pari a $600 kN$.
- Il carico vento genera un momento torcente pari a $30,2 \frac{kNm}{m}$.

Ricordando che l'interasse tra le travi principali vale 7 m, la reazione del vincolo fittizio vale: $Q_{sd} = 494 kN$

La reazione vincolare è stata ricavata fattorizzando i carichi secondo la combinazione allo SLU:

$$Q_{sd} = \gamma_{Q1} \cdot V_{carichi\ mobili} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot V_{vento}$$

Con:

$$\gamma_{Q1} = 1,35 \text{ (variabili da traffico)}$$

$$\gamma_{Q2} = 1,50 \quad \psi_{02} = 0,6 \text{ (carico vento)}$$

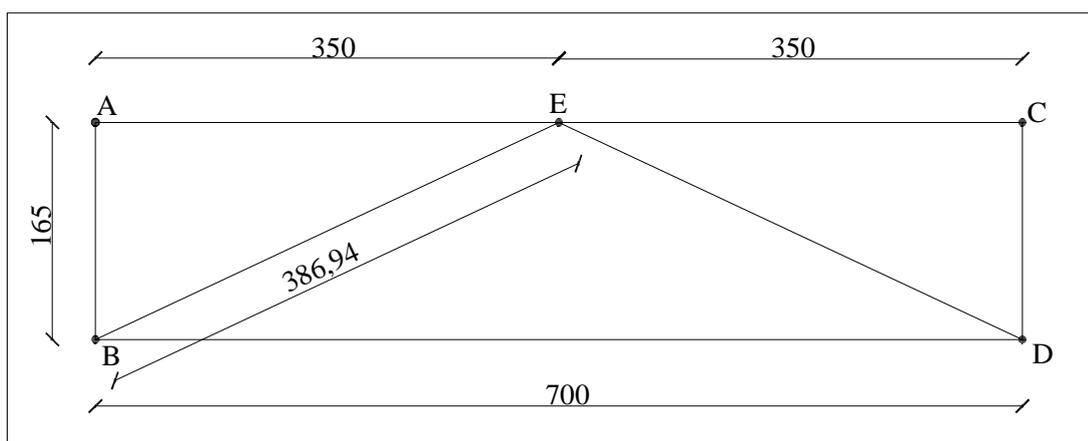


Figura 3.78: rappresentazione schematica della geometria del traverso nella mezzera delle campate da 45 m

Gli sforzi nelle aste sono:

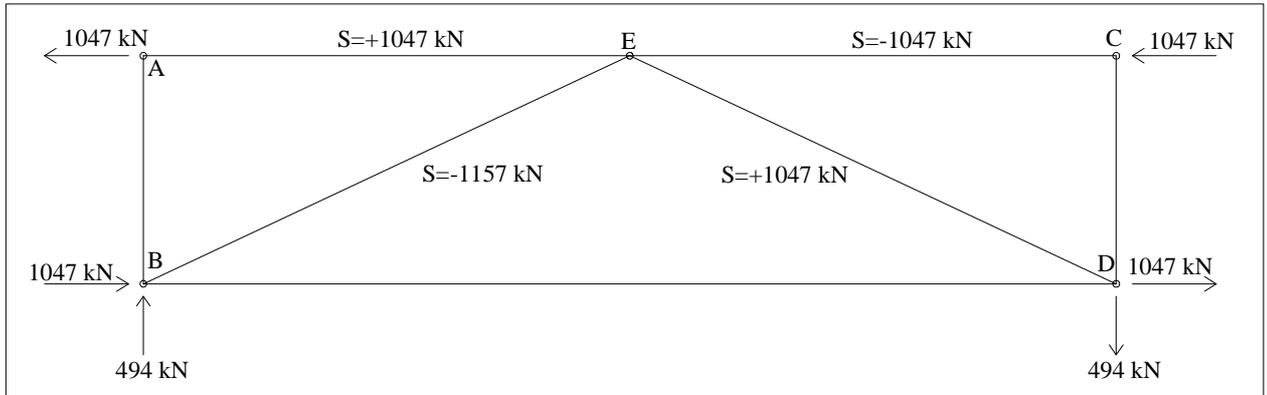


Figura 3.79: sforzi assiali nelle aste

3.3.1 Verifica delle aste

3.3.1.1 Verifica delle aste compresse

ASTA E-B: $2 \times L 120 \times 120 \times 15$ ($d=22$ mm)

SFORZO COMPRESSIONE: -1157 kN

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{l_0^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 890 \cdot 10^4}{3050^2} = 1980929 \text{ N}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{6786 \cdot 355}{1980929}} = 1,02$$

$$\phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (1,02 - 0,2) + 1,02^2] = 1,15$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{1,15 + \sqrt{1,15^2 - 1,02^2}} = 0,59$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} = \frac{0,59 \cdot 6786 \cdot 355}{1,05} = 1353645 \text{ N} \Rightarrow 1353 \text{ kN}$$

Quindi:

$$N_{sd} < N_{b,Rd} \Rightarrow 1353 > 1157 \text{ VERIFICATO}$$

ASTA E-C: $2 \times L$ 120×120×15 (d=22 mm)

SFORZO COMPRESSIONE: -1047 kN

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{l_0^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 890 \cdot 10^4}{3100^2} = 1917543 \text{ N}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{6786 \cdot 355}{1917543}} = 1,1$$

$$\phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (1,1 - 0,2) + 1,1^2] = 1,26$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{1,26 + \sqrt{1,26^2 - 1,1^2}} = 0,62$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} = \frac{0,62 \cdot 6786 \cdot 355}{1,05} = 1422475 \text{ N} \Rightarrow 1422 \text{ kN}$$

Quindi

$$N_{sd} < N_{b,Rd} \Rightarrow 1422 > 1047 \text{ VERIFICATO}$$

3.3.1.2 Verifica delle aste tese

ASTA E-D: $2 \times L$ 120×120×15 (d=22 mm)

SFORZO TRAZIONE: +1157 kN

$$N_{Rd} = A \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_M} = \frac{6786 \cdot 355}{1,05} = 22943114 \text{ N} = 22943 \text{ kN} > 1157 \text{ kN} \text{ VERIFICATO}$$

ASTA A-E: $2 \times L$ 120×120×15 (d=22 mm)

SFORZO TRAZIONE: +1047 kN

$$N_{Rd} = A \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_M} = \frac{6786 \cdot 355}{1,05} = 22943114 \text{ N} = 22943 \text{ kN} > 1047 \text{ kN} \text{ VERIFICATO}$$

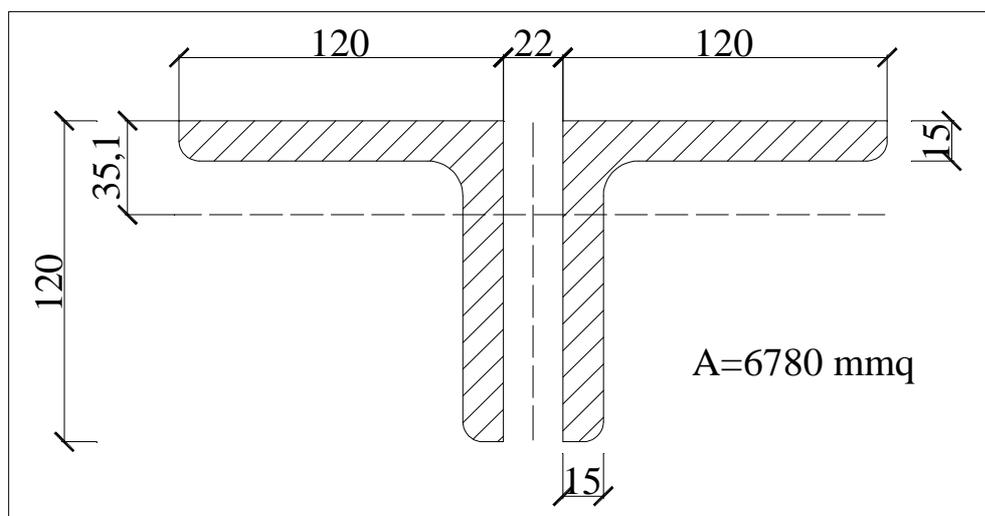


Figura 3.80: sezione trasversale delle aste

3.3.2 Unioni bullonate

Le aste sono state collegate tra loro mediante piatti in acciaio dello spessore di 22 mm (t) attraverso unioni bullonate.

Classe viti: 10.9

Classe dadi: 10

Quindi: $f_{yb} = 900 \text{ MPa}$, $f_{tb} = 1000 \text{ MPa}$

I bulloni devono avere uno tra i seguenti diametri: $d = 12, 14, 16, 18, 20, 22, 24, 27, 30$ [mm].

A questi corrispondono fori di diametro: $d_{fori} \begin{cases} d + 1 \text{ mm} & \text{se } d \leq 20 \text{ mm} \\ d + 1,5 \text{ mm} & \text{se } d > 20 \text{ mm} \end{cases}$

INTERASSE E DISTANZE DAI MARGINI

Indicati con t lo spessore minimo degli elementi esterni collegati e con d_0 il diametro nominale del foro di alloggiamento del bullone (25,5 mm), la posizione dei fori per le unioni bullonate deve rispettare le limitazioni presentate nella tabella sottostante, che fa riferimento agli schemi di unione riportati in figura.

Distanze e interassi (Fig. 4.2.3)	Minimo	Massimo		
		Unioni esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni non esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni di elementi in acciaio resistente alla corrosione (EN10025-5)
e_1	$1,2 d_0$	$4t+40\text{mm}$	-	$\max(8t;125\text{mm})$
e_2	$1,2 d_0$	$4t+40\text{mm}$	-	$\max(8t;125\text{mm})$
p_1	$2,2 d_0$	$\min(14t;200\text{mm})$	$\min(14t;200\text{mm})$	$\min(14t;175\text{mm})$
$p_{1,0}$	-	$\min(14t;200\text{mm})$	-	-
$p_{1,i}$	-	$\min(28t;400\text{mm})$	-	-
p_2	$2,4 d_0$	$\min(14t;200\text{mm})$	$\min(14t;200\text{mm})$	$\min(14t;175\text{mm})$

L'instabilità locale del piatto posto tra i bulloni/chiodi non deve essere considerata se $(p_1/t) < [9(235/f_y)^{0.5}]$; in caso contrario si assumerà una lunghezza di libera inflessione pari a $0.6 p_1$.
t è lo spessore minimo degli elementi esterni collegati.

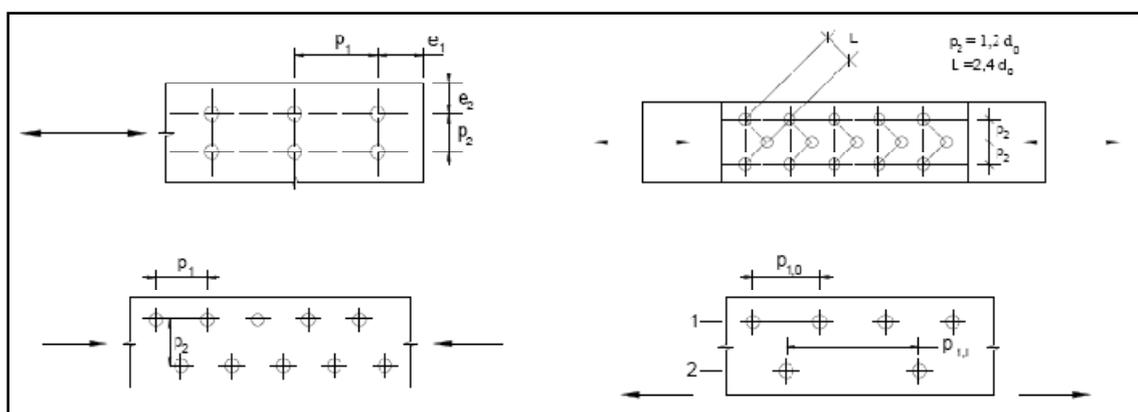


Tabella 3.36: limitazioni sugli interassi tra i bulloni

Nel caso in esame i limiti sono:

	diam. bullone [mm]	n. bulloni	n. file	$e_{1\min}$ [mm]	$e_{1\max}$ [mm]	$e_{2\min}$ [mm]	$e_{2\max}$ [mm]	$p_{1\min}$ [mm]	$p_{1\max}$ [mm]
Corr. compr.	24	3	1	30,6	88	38,25	88	56,1	168
corr. sup. teso	24	3	1	30,6	88	38,25	88	56,1	168
Diag. compr.	24	3	1	30,6	88	38,25	88	56,1	168
Diag. teso	24	3	1	30,6	88	38,25	88	56,1	168

Tabella 3.37: limitazioni sugli interassi tra i bulloni per il caso in esame

Da cui:

	e_1 [mm]	e_2 [mm]	p_1 [mm]
corr. sup. compr.	60	84,9	72
corr. sup. teso	60	84,9	72
diagonale compr.	60	84,9	72
diagonale teso	60	84,9	72

Tabella 3.38: dimensionamento degli interassi tra i bulloni

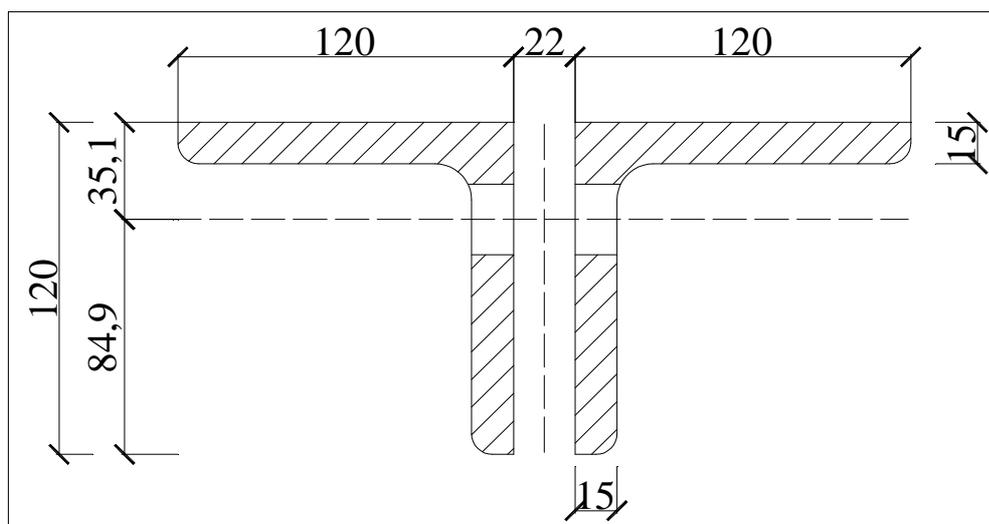


Figura 3.81: sezione trasversale delle aste

3.3.2.1 Verifiche sulle bullonature

3.3.2.1.1 Verifica a taglio

La resistenza di calcolo a taglio dei bulloni $F_{v,Rd}$, per ogni piano di taglio che interessa il gambo

dell'elemento di connessione, può essere assunta pari a:

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}}$$

Con:

f_{tb} resistenza a rottura del materiale impiegato per il bullone

A_{res} area resistente della vite, si adotta quando il piano di taglio interessa la parte filettata della vite

γ_{M2} coefficiente di sicurezza per la verifica delle unioni (=1,25)

	Sforzo [N]	e [mm]	H [N]	V=N/n _b	n _s	F _{v,sd}	F _{v,Rd}
corr. sup. compr.	-1047000	0	0	-349000	2	-174500	195360
corr. sup. teso	1047000	0	0	349000	2	174500	195360
diagonale compr.	-1157000	0	0	-385666	2	-192833	195360
diagonale teso	1157000	0	0	385666	2	192833	195360

Tabella 3.39: verifiche a taglio sulle bullonature

3.3.2.1.2 Verifica a rifollamento sui piatti d' unione

La resistenza di calcolo a rifollamento $F_{b,Rd}$ del piatto d'unione, bullonata o chiodata, può essere assunta pari a:

$$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

Dove:

d è il diametro nominale del gambo del bullone;

t è lo spessore della piastra collegata;

f_{tk} è la resistenza a rottura del materiale della piastra collegata;

$\alpha = \min\{e_1 / (3d_0) - 0,25; f_{tb} / f_t; 1\}$ per bulloni interni nella direzione del carico applicato:

$k = \min\{2,8e_2 / d_0 - 1,7; 2,5\}$ per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare al carico applicato;

$k = \min\{1,4e_2 / d_0 - 1,7; 2,5\}$ per bulloni interni nella direzione perpendicolare al carico applicato;

Nel caso in esame si ha che $\alpha = 0,534$, $k = 2,50$.

Risulta che $F_{b,Rd} = 200 \text{ kN}$

Si prende in considerazione lo sforzo sul bullone più sollecitato che vale 192,8 kN.

Essendo $192,8 < 200$ la verifica è soddisfatta.

3.4 Verifica dei traversi di testata

3.4.1 Traverso in asse pile

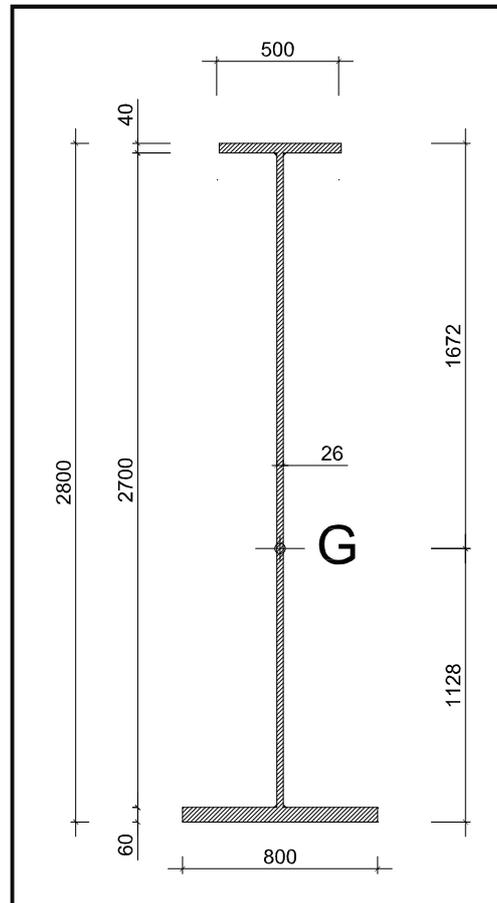


Figura 3.82: sezione traverso in asse spalle

I traversi di testata vengono verificati a ponte chiuso al traffico (si considerano solo i carichi di peso proprio). Si prevede di posizionare due martinetti a servizio di ogni traverso per sollevare l'intero impalcato e poter sostituire gli apparecchi d'appoggio.

Il taglio che agisce sul traverso sulla pila 2 vale: $V_{sd} = 6657 \text{ kN}$.

Lo schema statico per il calcolo delle sollecitazioni è rappresentato in figura 3.83.

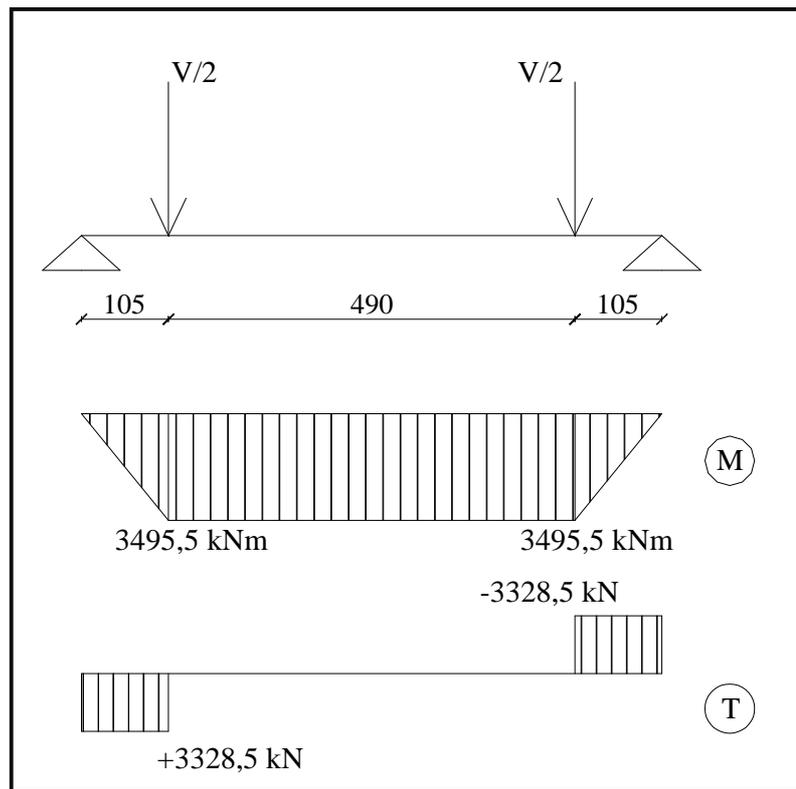


Figura 3.83: schema statico di calcolo e sollecitazioni flettenti e taglianti

Si considera la fibra in corrispondenza del punto di mezzo della piattabanda inferiore.

$$\sigma = \frac{M}{J} \cdot y = \frac{3495,5}{0,161} \cdot 1,128 = 24490 \frac{kN}{m^2}$$

$$\tau = \frac{V_{sd}}{2 \cdot A_{anima}} = \frac{3328,5}{2,8 \cdot 0,026} = 45751 \frac{kN}{m^2}$$

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{24,5^2 + 3 \cdot 45,8^2} = 83 \text{ MPa} \times 1,50 = 124,5 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{335}{1,05} = 319 \text{ MPa} > 124,5 \text{ MPa}$$

La sezione è verificata

3.4.2 Traverso in asse spalla

Il taglio che agisce sul traverso in asse spalla vale: $V_{sd} = 1260 \text{ kN}$.

Lo schema statico di calcolo è analogo a quello di figura 3.83.

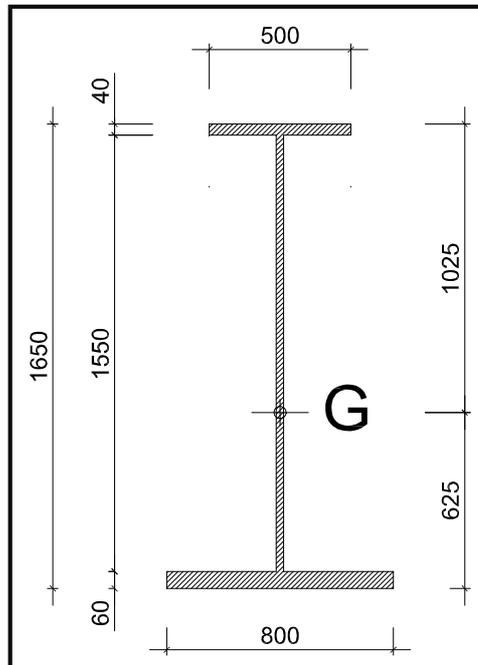


Figura 3.84: sezione traverso asse spalle

Si considera la fibra in corrispondenza del punto di mezzo della piattabanda inferiore.

$$\sigma = \frac{M}{J} \cdot y = \frac{1323}{0,047} \cdot 0,625 = 17593 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\tau = \frac{V_{sd}}{2 \cdot A_{anima}} = \frac{630}{1,65 \cdot 0,026} = 14685 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{17,6^2 + 3 \cdot 14,7^2} = 31 \text{ MPa} \times 1,50 = 46,5 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{335}{1,05} = 319 \text{ MPa} > 46,5 \text{ MPa}$$

La sezione è verificata

3.5 Dimensionamento e verifica della trave pulvino e calcolo delle sollecitazioni alla base delle pile

3.5.1 Modello agli elementi finiti dell'intera struttura

Il calcolo delle sollecitazioni sulle pile è stato eseguito con il codice di calcolo SAP2000 versione 14.0.0.

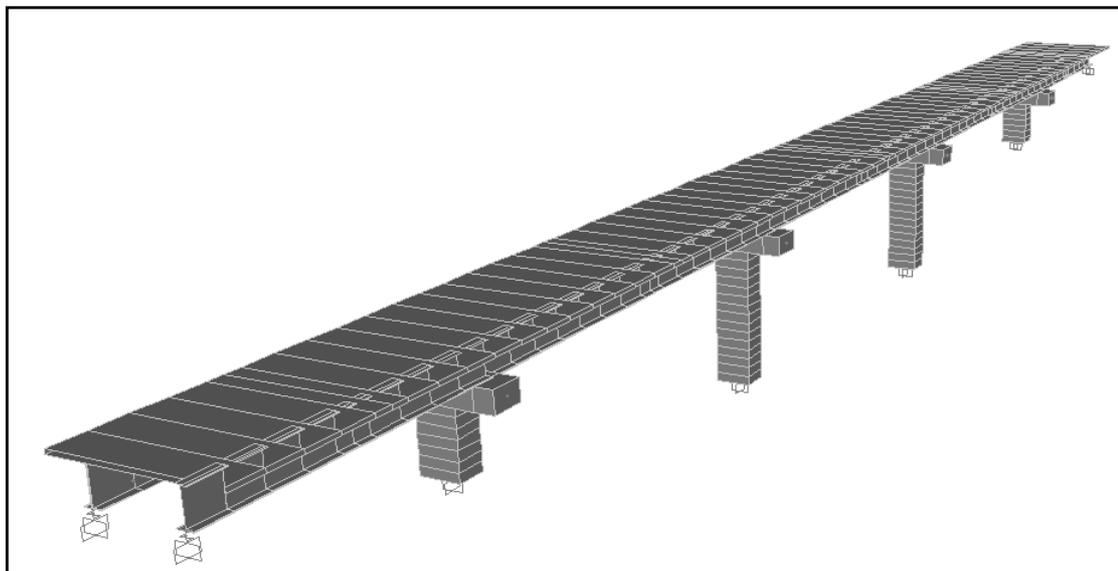


Figura 3.85: *modello del ponte agli elementi finiti*

L'impalcato è stato modellato tramite 63 elementi tipo "frames" (di lunghezza pari a 3.0 m) a cui è stata assegnata una sezione trasversale costante con altezza delle travi pari a 2.80 m e spessore soletta di 0.35 m. Il fatto che nella realtà le travi siano a sezione variabile non influenza sensibilmente i risultati delle analisi sismiche (l'impalcato si comporta sostanzialmente come una massa rigida che vibra).

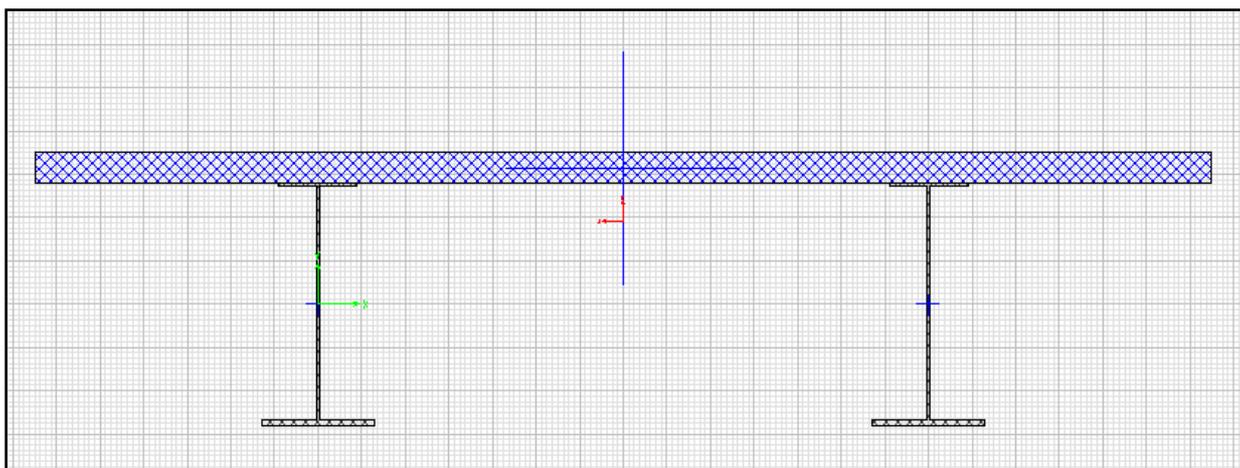


Figura 3.86: sezione dell' elemento frame con cui si modella l' impalcato

Il fusto di ogni pila è stato modellato tramite elementi tipo “frames” con sezione rettangolare $3,5\text{ m} \times 2,64\text{ m}$ aventi lunghezza massima pari ad $1,0\text{ m}$ e il pulvino tramite un unico elemento di sezione rettangolare $3,0\text{ m} \times 1,90\text{ m}$

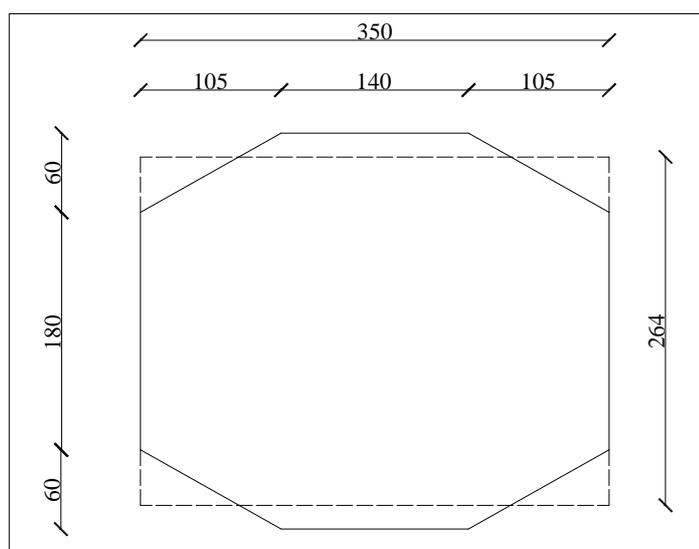


Figura 3.87: sezione del fusto di tutte le pile

Le spalle non sono state modellate con elementi veri e propri, ma rappresentate tramite degli incastri. Gli isolatori sono stati modellati attraverso degli elementi molla a due nodi collegati tramite dei bracci rigidi al baricentro della sezione dell' impalcato, come mostrato in figura 3.85.

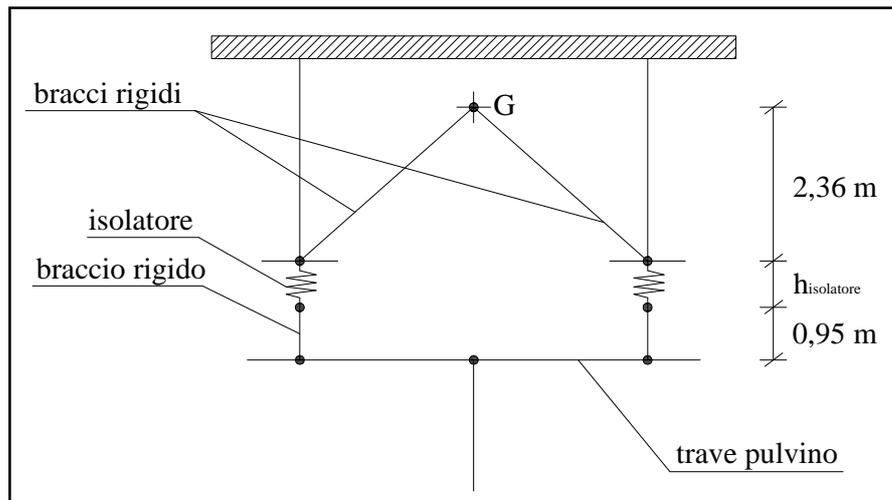


Figura 3.88: schematizzazione del sistema di vincolo in corrispondenza delle pile e delle spalle

Questa modellazione risulta appropriata data la separazione dinamica orizzontale in direzione longitudinale e trasversale tra impalcato e spalla.

Le fondazioni delle pile e delle spalle sono state modellate cautelativamente con incastri perfetti al piede.

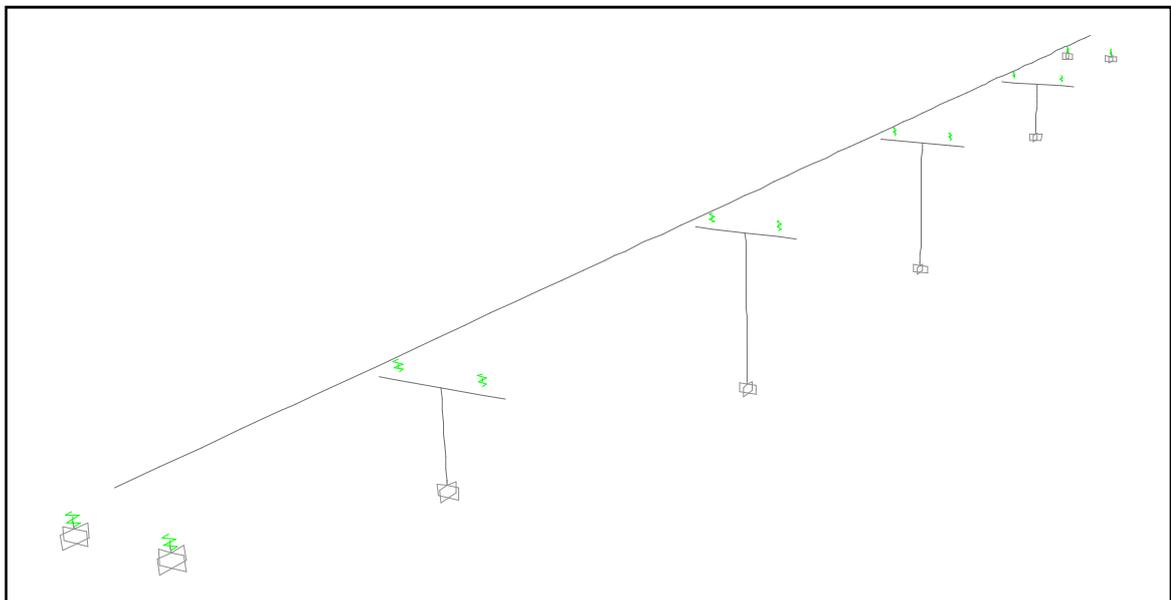


Figura 3.89: modello agli elementi finiti dell'intera struttura

3.5.1.1 Carichi applicati

Sulla trave d'impalcato sono stati assegnati i seguenti carichi:

1. Peso proprio di tutta la struttura metallica.....	20	$\frac{kN}{m}$
2. Peso del travetto rompitratta.....	1	$\frac{kN}{m}$
3. controventamenti reticolari.....	2,3	$\frac{kN}{m}$
4. controventamenti di piano.....	2,4	$\frac{kN}{m}$
5. soletta in c.a.	129,4	$\frac{kN}{m}$
6. carichi propri non strutturali.....	5	$\frac{kN}{m}$
7. carico vento (momento distribuito).....	27,3	$\frac{kNm}{m}$
Peso degli isolatori elastomerici P1, P2, P3, P4, SP1, SP2	7,5	kN
Peso proprio delle pile.....	computato dal programma	

CARICHI MOBILI

Si considera la condizione di carico 1 già descritta nel paragrafo 3.2.1.

- Contributo dei carichi distribuiti

$$M = (7,5 \times 0,75) + (27 \times 3,75) + (3,75 \times 6) - (7,5 \times 2,25) = 112,5 \frac{kNm}{m}$$

$$Q = 3,75 + 27 + 7,5 + 7,5 = 45,75 \text{ kN}$$

- Contributo dei carichi tandem

$$M = (300 \times 3,75) + (200 \times 0,75) - (100 \times 2,25) = 1050 \text{ kNm} \Rightarrow \frac{1050 \times 2}{1,2} = 1750 \frac{kNm}{m} \text{ su } 1,2$$

m

$$Q = 300 + 200 + 100 = 600 \text{ kN} \Rightarrow \frac{600 \times 2}{1,2} = 1000 \frac{kN}{m} \text{ su } 1,2 \text{ m}$$

Per massimizzare la reazione verticale su spalle, pila 1 e pila 2 si è fatto ricorso alla teoria delle linee d'influenza.

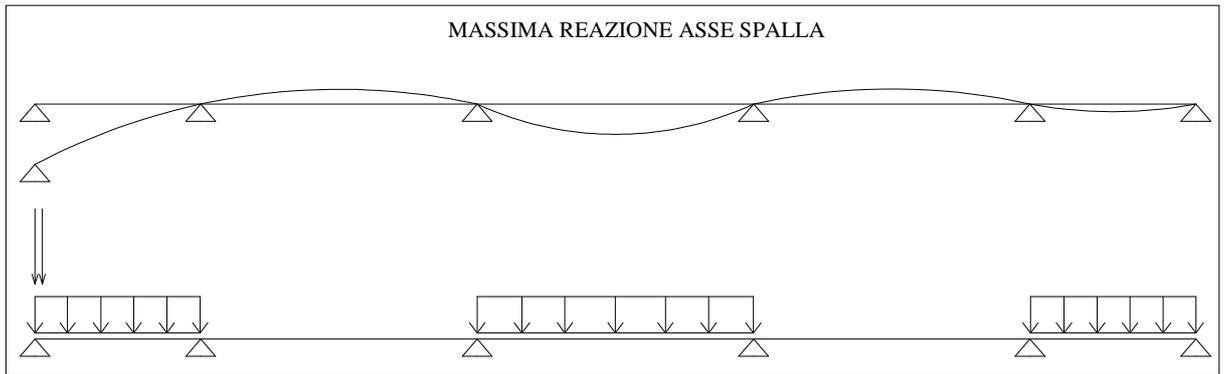


Figura 3.90: disposizione dei carichi mobili per massimizzare il taglio sulla spalla

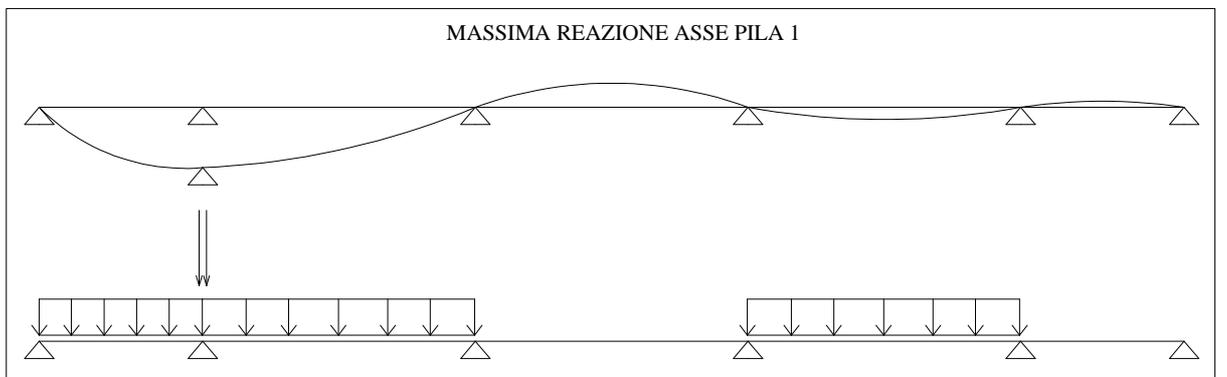


Figura 3.91: disposizione dei carichi mobili per massimizzare il taglio sulla pila 1

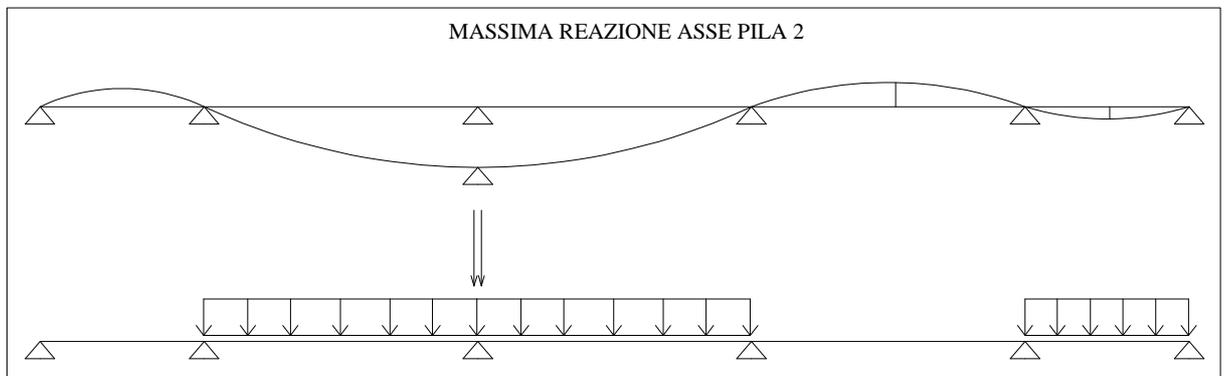


Figura 3.92: disposizione dei carichi mobili per massimizzare il taglio sulla pila 2

I carichi sono stati fattorizzati per la combinazione allo SLU:

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

G_1 sollecitazioni prodotte dal peso della carpenteria metallica;

G_2 sollecitazioni prodotte dal peso della soletta in calcestruzzo armato;

Q_1 sollecitazioni prodotte dai carichi variabili da traffico;

Q_{k2} sollecitazioni prodotte dal carico vento;

γ_{G1} vale 1,35;

γ_{G2} vale 1,50;

γ_{Q1} vale 1,35;

γ_{Q2} vale 1,50;

ψ_{02} vale 0,2.

3.5.2 Progetto dell' armatura a flessione per le travi pulvino

Le massime sollecitazioni sono state ottenute sulla Pila 2, questo dimensionamento e queste verifiche sono valide per le travi pulvino di tutte le pile.

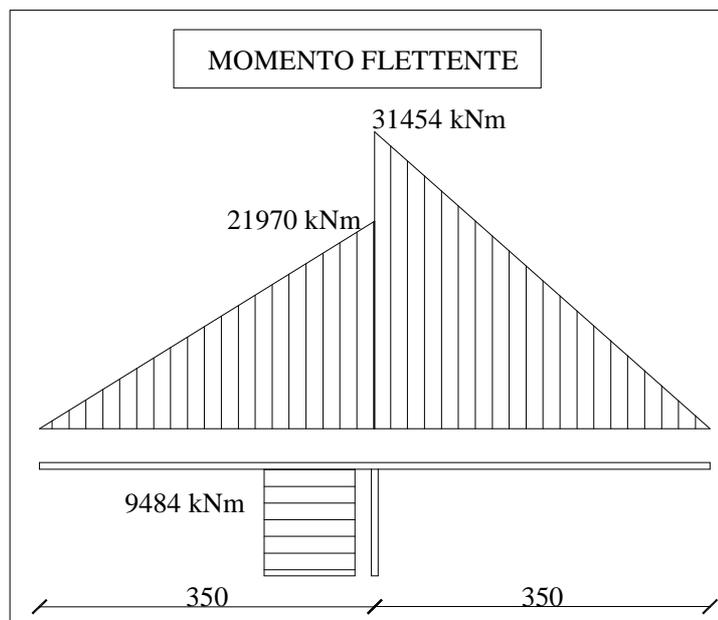


Figura 3.93: momento flettente sulla trave pulvino della pila 2

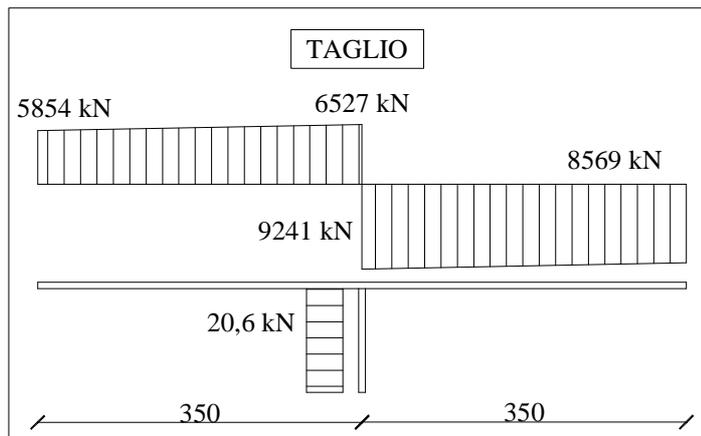


Figura 3.94: taglio sulla trave pulvino della pila 2

Le massime sollecitazioni calcolate si riferiscono alla sezione A-A, mentre il reale comportamento a sbalzo della trave pulvino comincerebbe dalla sezione C-C. Pertanto le sollecitazioni per il dimensionamento e la verifica andrebbero valutate nella C-C, ma a favore di sicurezza si considerano quelle della sezioni B-B posta a 87,5 cm dalla A-A

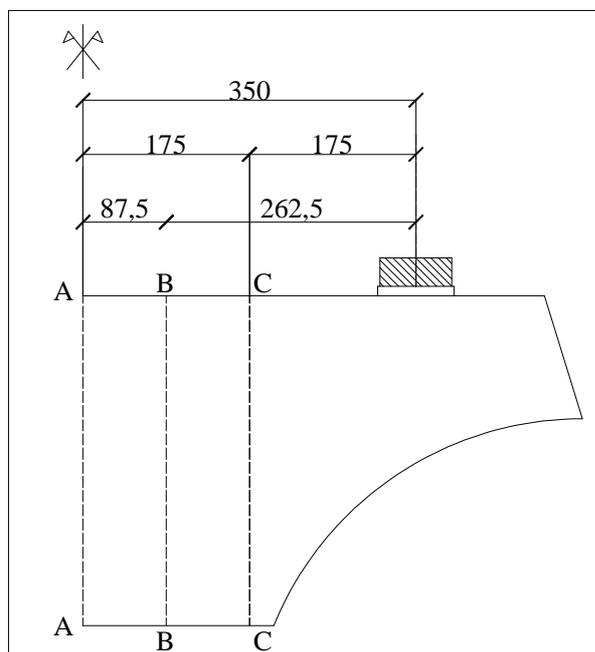


Figura 3.95: sezioni A-A, B-B e C-C

$$M_{sd} = 23,5 \cdot 10^3 \text{ kNm}$$

$$V_{sd} = 9,1 \cdot 10^3 \text{ kN}$$

Il calcestruzzo impiegato per le pile è un C28/35

Resistenza caratteristica cubica a compressione R_{ck}	35 MPa
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione $f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck}$	29 MPa
Valore medio della resistenza a trazione semplice $f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	2,83 MPa
Valore medio della resistenza cilindrica $f_{cm} = f_{ck} + 8$	37 MPa
Valore medio della resistenza a trazione per flessione $f_{ctm} = 1,2 \cdot f_{cm}$	3,40 MPa
Modulo elastico E_{cm}	32575 MPa
Copriferro netto	50 mm
Sovrapposizione delle barre	Min 50ϕ

Tabella 3.40: caratteristiche meccaniche del cls impiegato per le pile

La sezione C-C ha le dimensioni indicate in figura 3.93.

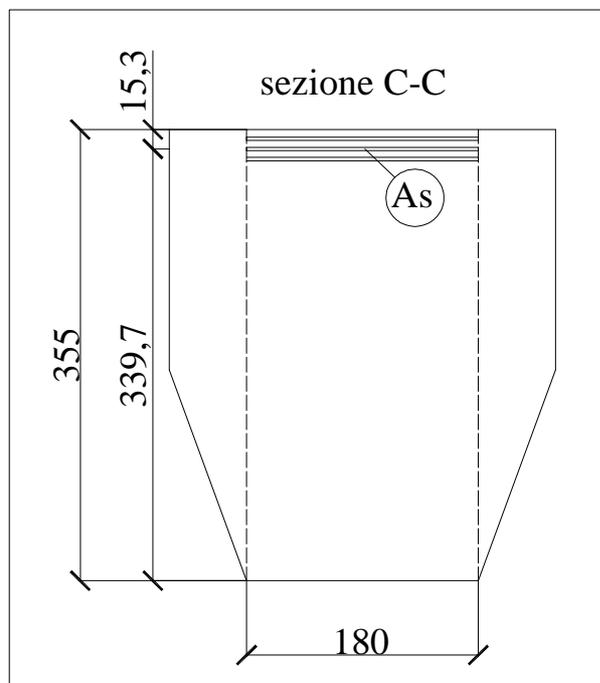


Figura 3.96: sezione C-C

- **Dimensionamento dell' armatura a flessione**

$$A_s = \frac{M_{sd}}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{23,5 \cdot 10^9 \text{ Nmm}}{0,9 \cdot 3397 \text{ mm} \cdot 391,3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 19644 \text{ mm}^2$$

Si adottano barre B450C $\phi 26$: $A = 530,66 \text{ mm}^2$

$$n_{barre} = \frac{19644}{530,66} = 37 \text{ barre} \Rightarrow 39\phi 26$$

Verifica del momento resistente

Il momento resistente viene calcolato con il programma VCASLU, il risultato fornito vale:

$$M_{Rd} = 26,5 \text{ kNm}$$

Essendo che $M_{Rd} > M_{sd} \Rightarrow 26,5 > 23,5$ la verifica risulta soddisfatta

L'armatura longitudinale superiore appena calcolata e verificata della trave pulvino, rimane costante su tutto l'elemento.

- **Dimensionamento dell' armatura a taglio**

Si ipotizza che il passo delle armature trasversali sia di 15 cm.

$$A_{sw} = \frac{91 \cdot 10^5 \text{ N} \cdot 150 \text{ mm}}{0,9 \cdot 3397 \text{ mm} \cdot 391,3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 1140 \text{ mm}^2$$

Si adottano barre B450C $\phi 16$: $A = 200,96 \text{ mm}^2$

$$n_{barre} = \frac{1140}{200,96} = 5,67 \text{ barre} \Rightarrow 6\phi 16$$

Verifiche a taglio

La verifica di resistenza si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio a trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg \alpha + ctg \vartheta) \cdot \sin \alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(ctg \alpha + ctg \vartheta)}{(1 + ctg^2 \vartheta)}$$

La resistenza a taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

Dove:

ϑ inclinazione dei puntoni compressi che considero uguale a 45° ;

$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c}$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 \cdot f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm);

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

A_{sw} area dell'armatura trasversale;

s interasse tra due armature trasversali consecutive;

α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

f'_{cd} resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$);

α_c coefficiente maggiorativo pari a 1 per membrature non compresse, altrimenti pari a:

$$\begin{aligned} & 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} && \text{per } 0 < \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd} \\ & 1,25 && \text{per } 0,25 f_{cd} < \sigma_{cp} < 0,5 f_{cd} \\ & 2,5 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} \right) && \text{per } 0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd} \end{aligned}$$

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} = 0,9 \cdot 3397 \cdot \frac{(220,96 \cdot 6)}{150} \cdot \frac{391,3}{1000} = 10622 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} = \frac{0,9 \cdot 3397 \cdot 1800 \cdot 7,93}{1000} = 43640 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) = 10622 \text{ kN}$$

Essendo che $V_{sd} = 9,1 \cdot 10^3 \text{ kN}$ la verifica è soddisfatta.

3.5.3 Azioni alla base di pile e spalle

PILA 1

I carichi di tipo statico producono sulla sezione d'incastro alla base della pila 1:

$$N_{sd} = 17247 \text{ kN}$$

$$M_{sd,trasversale} = 8271 \text{ kNm}$$

PILA 2

I carichi di tipo statico producono sulla sezione d'incastro alla base della pila 2:

$$N_{sd} = 20338 \text{ kN}$$

$$M_{sd,trasversale} = 9484 \text{ kNm}$$

SPALLE

Le reazioni vincolari sulle spalle sono:

$$N_{sd1} = 2646 \text{ kN}$$

$$N_{sd2} = 2049 \text{ kN}$$

Questi valori di sollecitazione verranno utilizzati per fare una verifica a dimensionamento sismico delle pile avvenuto.

4 Analisi sismica

4.1 Determinazione dell' azione sismica

Le azioni sismiche di progetto vengono definite a partire dalla pericolosità sismica di base del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{v_R} , nel periodo di riferimento v_R . Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{v_R} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I valori di a_g , F_0 e T_C^* sono tabellati. Per poter utilizzare le tabelle è necessario calcolare il tempo di ritorno della struttura.

$$T_{RT} = -\frac{v_R}{\ln(1 - P_{v_R})} \quad \text{dove:}$$

v_R è la vita di riferimento della struttura in esame.

P_{v_R} è la probabilità di superamento nel periodo di riferimento v_R .

Secondo il paragrafo 2.4.1 del D.M. 2008, la vita nominale v_N di un'opera strutturale, indica il numero di anni nel quale la struttura, purchè soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. L'opera rientra nella categoria delle opere provvisorie, perciò la sua vita nominale è pari a $v_N \geq 100$ anni, come indicato in tabella 2.4.I.

Nel paragrafo 2.4.2 del D.M. 2008 vengono suddivise le strutture in diverse categorie, con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso

dovuto alla presenza di azioni sismiche. La struttura in esame rientra in Classe III, corrispondente a ponti la cui interruzione provochi situazioni d'emergenza.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento v_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale v_N per il valore del coefficiente d'uso C_U . Quest'ultimo si ricava in funzione della classe d'uso della struttura, come indicato in tabella 2.4.II del D.M. del 2008. Per la classe I il coefficiente d'uso C_U vale 1,5.

$$v_R = C_U \cdot v_N = 1,5 \cdot 100 = 150 \text{ anni}$$

La probabilità di superamento P_{v_R} è definita dalla normativa in base allo stato limite considerato.

Gli stati limite vengono definiti nel capitolo 3.2.1 del D.M. 2008.

Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO)**: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD)**: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, 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.

Gli stati limite ultimi sono:

- **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;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)**: a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e 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.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella tabella 3.2.I.

Stati Limite	Probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR}
SLO	81%
SLD	63%
SLV	10%
SLC	5%

Tabella 4.1: probabilità di superamento per gli stati limite descritti in normativa

In questo caso vengono considerati esclusivamente lo stato limite di salvaguardia della vita e lo stato limite di collasso (per la verifica degli spostamenti degli isolatori elastomerici).

In entrambi i casi viene calcolato il tempo di ritorno:

$$T_{RIT} = -\frac{v_R}{\ln(1 - P_{v_R})} = -\frac{150}{\ln(1 - 0,10)} = 1424 \text{ anni} \quad \text{SLV}$$

$$T_{RIT} = -\frac{v_R}{\ln(1 - P_{v_R})} = -\frac{150}{\ln(1 - 0,05)} = 2924 \text{ anni} \quad \text{SLC}$$

Per utilizzare le tabelle e calcolare quindi i parametri a_g , F_0 e T_C^* è necessario definire anche longitudine e latitudine del sito in esame. Per il comune di Bagnacavallo:

- latitudine = 44,4134
- longitudine = 11,9781

I valori dei parametri che si ottengono per il sito di costruzione in esame sono riportati in tabella

STATO LIMITE	T_{RIT}	a_g	F_0	T_C^*
SLD	1424	0,268	2,413	0,313
SLV	2475	0,324	2,411	0,322

Tabella 4.2: parametri ottenuti per il sito in esame

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 che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{v_R} .

Nel paragrafo 3.2.2 del D.M. del 2008 il sottosuolo viene suddiviso in 5 categorie (tabella 3.2.II):

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> 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	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> 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 $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> 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 $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , 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 $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Tabella 4.3: categorie del sottosuolo

Il terreno relativo all'edificio in esame appartiene alla categoria C.

Anche le condizioni topografiche del sito di costruzione vengono classificate in tabella 3.2.IV della normativa, la quale viene riportata di seguito:

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 4.4: categorie della superficie topografica

Nel caso in esame si assume la categoria T1.

In base alle categorie sopraelencate, è possibile calcolare i coefficienti di amplificazione stratigrafica.

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

Tabella 4.5: coefficienti di amplificazione stratigrafica

L'ultimo parametro necessario per la costruzione dello spettro di risposta è il coefficiente di amplificazione topografica:

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

Tabella 4.5: coefficienti di amplificazione topografica

Nel capitolo 3.2.3.2.1 vengono descritte le formule che forniscono le ordinate dello spettro di risposta elastico della componente orizzontale:

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

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

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

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

nelle quali T ed S_e sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale. Inoltre:

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

$$S = S_s \cdot S_T$$

essendo S_s il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T il coefficiente di amplificazione topografica;

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

$$\eta = 10/(5 + \xi) \geq 0,55$$

dove ξ (espresso in percentuale) è 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;

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

$$T_B = \frac{T_C}{3}$$

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

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

Lo spettro di risposta elastico assume quindi l'aspetto mostrato in figura 4.1.

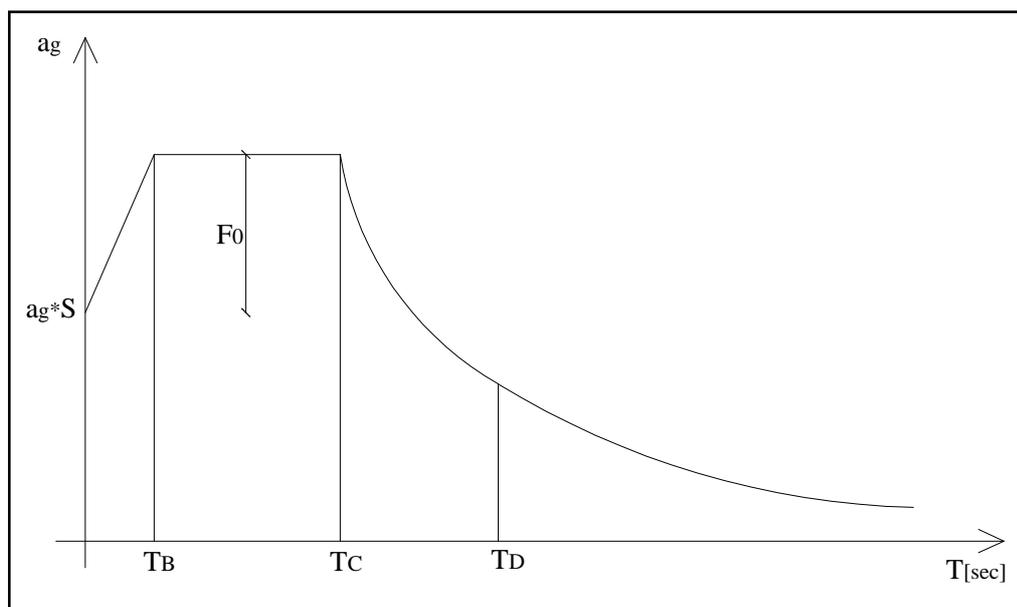


Figura 4.1: andamento qualitativo dello spettro di risposta

Quindi per il sito in esame si calcolano i seguenti valori:

- coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche:

$$S = S_s \cdot S_T = 1,31 \cdot 1 = 1,312 \quad \text{per lo SLV}$$

$$S = S_s \cdot S_T = 1,231 \cdot 1 = 1,491 \quad \text{per lo SLC}$$

- il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro:

$$T_C = C_c \cdot T_C^* = 1,541 \cdot 0,313 = 0,482 \text{ sec} \quad \text{per lo SLV}$$

$$T_C = C_c \cdot T_C^* = 1,526 \cdot 0,322 = 0,491 \text{ sec} \quad \text{per lo SLC}$$

- il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante:

$$T_B = \frac{T_C}{3} = \frac{0,482}{3} = 0,161 \text{ sec} \quad \text{per lo SLV}$$

$$T_B = \frac{T_C}{3} = \frac{0,491}{3} = 0,164 \text{ sec} \quad \text{per lo SLC}$$

- il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro:

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6 = 4,0 \cdot \frac{0,268g}{g} + 1,6 = 2,672 \text{ sec} \quad \text{per lo SLV}$$

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6 = 4,0 \cdot \frac{0,324g}{g} + 1,6 = 2,895 \text{ sec} \quad \text{per lo SLC}$$

A questo punto si hanno tutti i dati necessari per la costruzione dello spettro elastico per i due stati limite considerati.

Per quanto riguarda lo stato limite ultimo è necessario seguire le indicazioni al paragrafo 3.2.3.5 del D.M. 2008. Qualora le verifiche agli stati limite ultimi non vengano effettuate tramite l'uso di opportuni accelerogrammi ed analisi dinamiche al passo, 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 tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'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} considerata, con le ordinate ridotte sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura, descritto del paragrafo 7.3.1 del D.M. 2008.

SPETTRO SLV DIREZIONE ORIZZONTALE

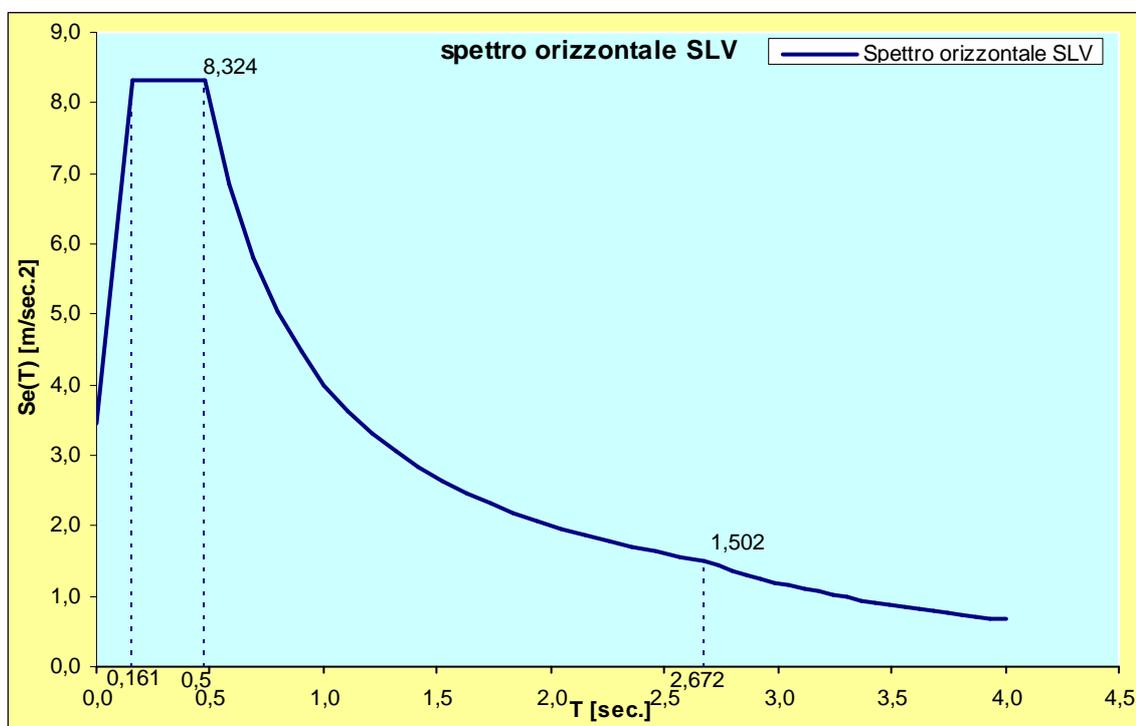


Figura 4.2: spettro di risposta delle azioni orizzontali allo SLV

SPETTRO SLV DIREZIONE VERTICALE

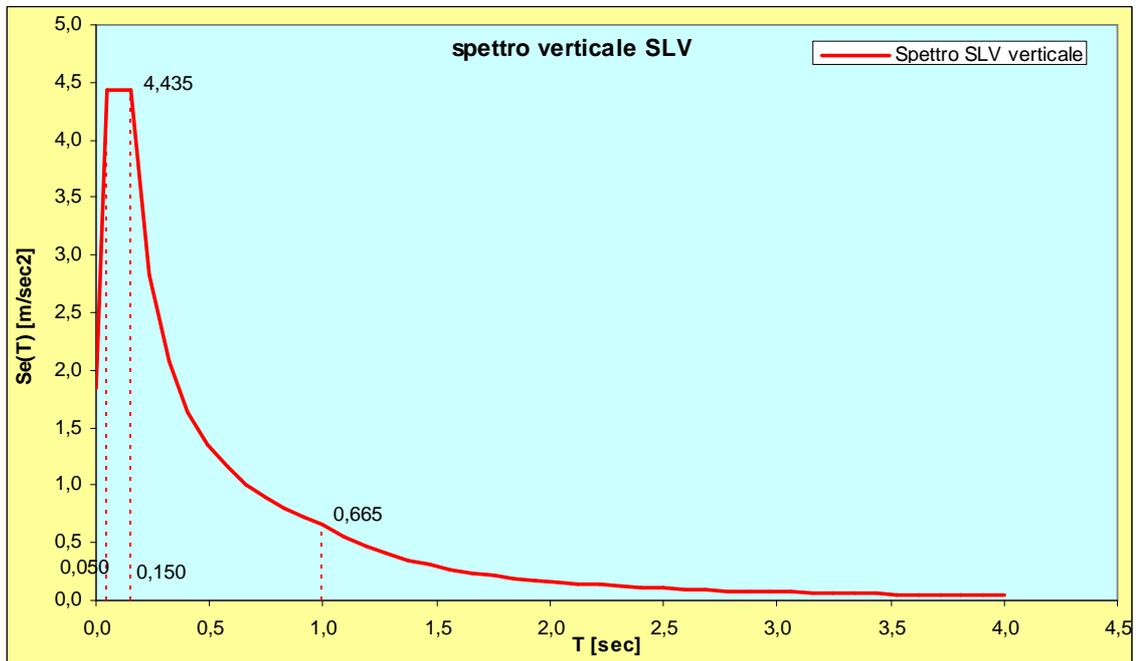


Figura 4.3: spettro di risposta delle azioni verticali allo SLV

SPETTRO SLC DIREZIONE ORIZZONTALE

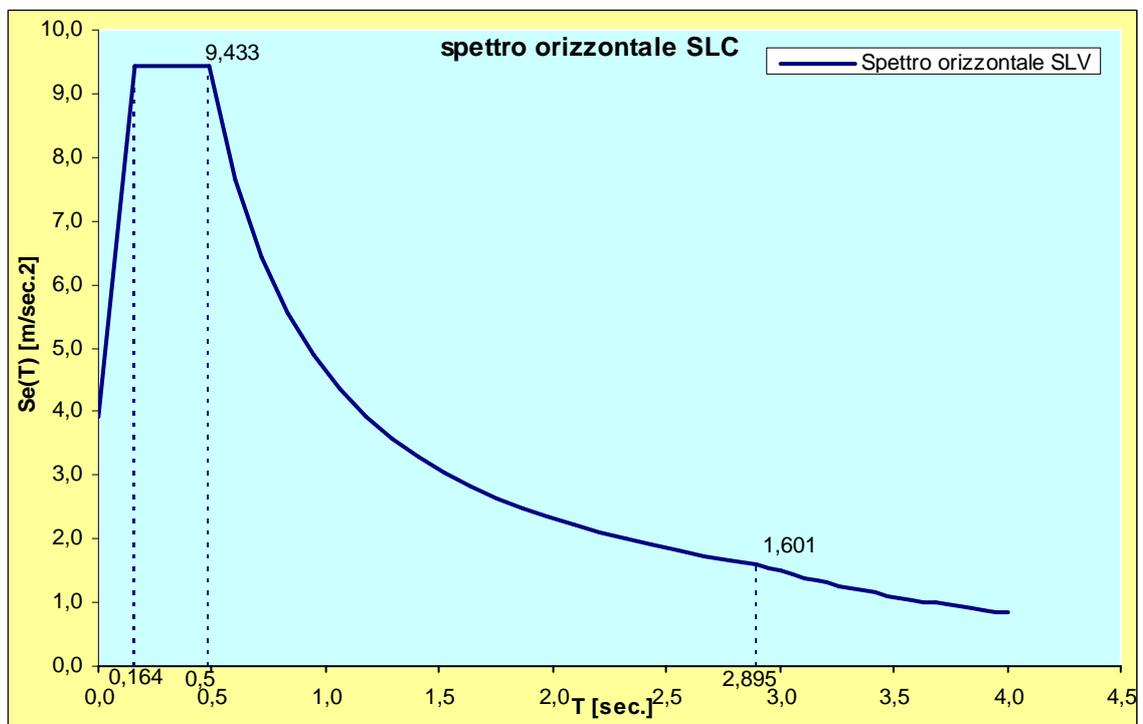


Figura 4.4: spettro di risposta delle azioni orizzontali allo SLC

SPETTRO SLC DIREZIONE VERTICALE

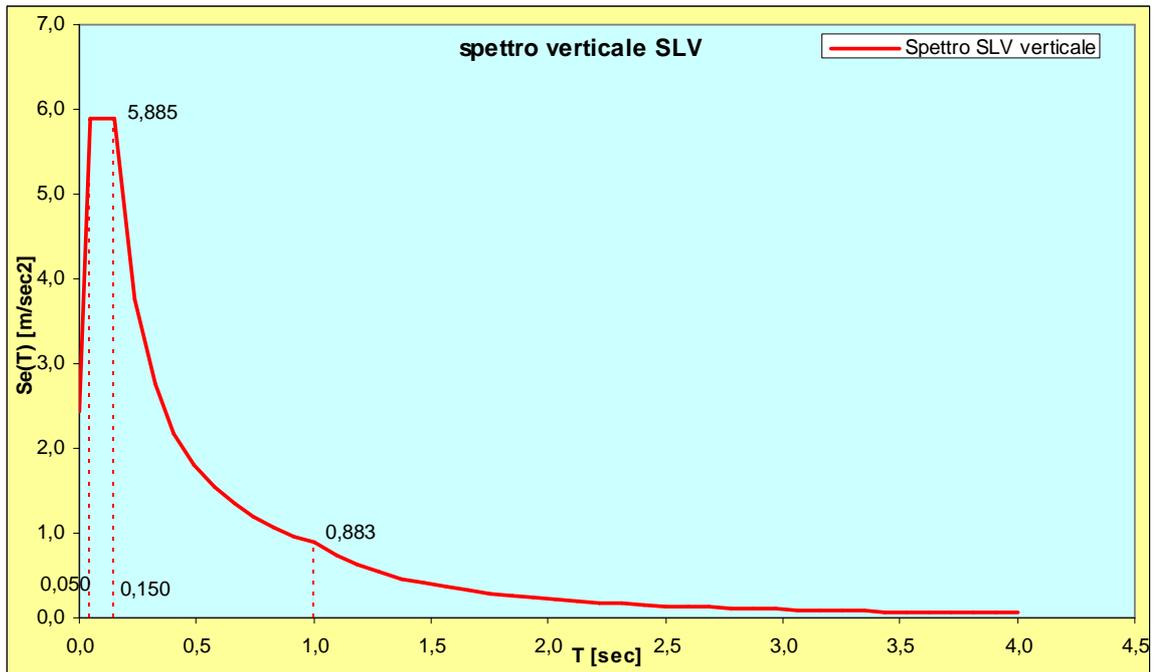


Figura 4.5: spettro di risposta delle azioni verticali allo SLC

4.2I dispositivi antisismici

4.2.1 Generalità sui dispositivi antisismici

I terremoti sono movimenti improvvisi e rapidi della crosta terrestre, provocati dalla liberazione di energia dovuta al superamento del limite elastico e raggiungimento del punto di rottura della crosta, da un punto interno, detto ipocentro; di qui, una serie di onde elastiche, dette “onde sismiche”, si propagano in tutte le direzioni, anche all’interno della terra stessa. Il luogo della superficie terrestre posto sulla verticale dell’ipocentro si chiama epicentro ed è in genere il punto più interessato dal fenomeno.

I terremoti si presentano per le strutture come un moto disordinato del terreno, il quale viene abitualmente descritto fornendone le componenti secondo la verticale (moto sussultorio) e le due direzioni Nord-Sud ed Est-Ovest (moto ondulatorio).

La componente orizzontale del moto sismico è quella che genera le maggiori attenzioni, in quanto induce nella struttura un incremento delle forze orizzontali che può risultare eccessivo per la stabilità dell’opera.

I terremoti sono essenzialmente fenomeni energetici e la loro interpretazione in chiave energetica.

L'azione di un carico dinamico su di un sistema strutturale corrisponde all'immissione in esso di una determinata quantità di energia (E_i); tale energia mette in moto le masse strutturali e viene trasformata in forme di energia accumulata (reversibile) e di energia dissipata (irreversibile).

Equazione che rappresenta il bilancio energetico di un sistema:

$$E_i \leq E_a + E_d$$
$$E_i \leq (E_E + E_K) + (E_H + E_V)$$

E_i = Energia in ingresso; rappresenta il lavoro compiuto dalla forza d'inerzia agente sulla struttura a causa dello spostamento x_G del suo punto di applicazione;

E_a = energia accumulata in due forme distinte:

- E_E = energia di deformazione elastica;
- E_K = energia cinetica;

E_d = energia dissipata attraverso due distinti meccanismi;

E_H = energia dissipata per deformazioni isteretiche o plastiche;

E_V = energia dissipata attraverso smorzamento viscoso.

Come indicato in normativa al § 7.10.1 "...un sistema d'isolamento sismico è posto al di sotto della costruzione medesima, o sotto una porzione rilevante, allo scopo di migliorare la risposta nei confronti delle azioni sismiche orizzontali.

La riduzione della risposta sismica orizzontale, qualunque siano la tipologia e i materiali strutturali della costruzione, può essere ottenuta mediante una delle seguenti strategie d'isolamento, o mediante una loro appropriata combinazione:

- a) incrementando il periodo fondamentale della costruzione per portarlo nel campo delle minori accelerazioni di risposta.
- b) limitando la massima forza orizzontale trasmessa.

In entrambe le strategie le prestazioni d'isolamento possono essere migliorate attraverso la dissipazione nel sistema d'isolamento di una consistente aliquota dell'energia meccanica trasmessa dal terreno alla costruzione".

Un isolatore è un apparecchio d'appoggio di elevata rigidezza assiale (per carichi verticali) e limitata rigidezza trasversale (per carichi orizzontali). Diminuendo la rigidezza aumenta il periodo di oscillazione proprio della struttura.

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m}{k}}$$

L'inserimento di isolatori consente un sostanziale disaccoppiamento, o filtro, tra moto della sottostruttura (strettamente legato al moto del terreno) e moto della sovrastruttura, così da ridurre la trasmissione alla sovrastruttura dell'energia che il sisma fornisce alla sottostruttura, ottenuta essenzialmente mediante uno slittamento del periodo fondamentale della struttura verso zone dello spettro di risposta caratterizzate da minor ampiezza.

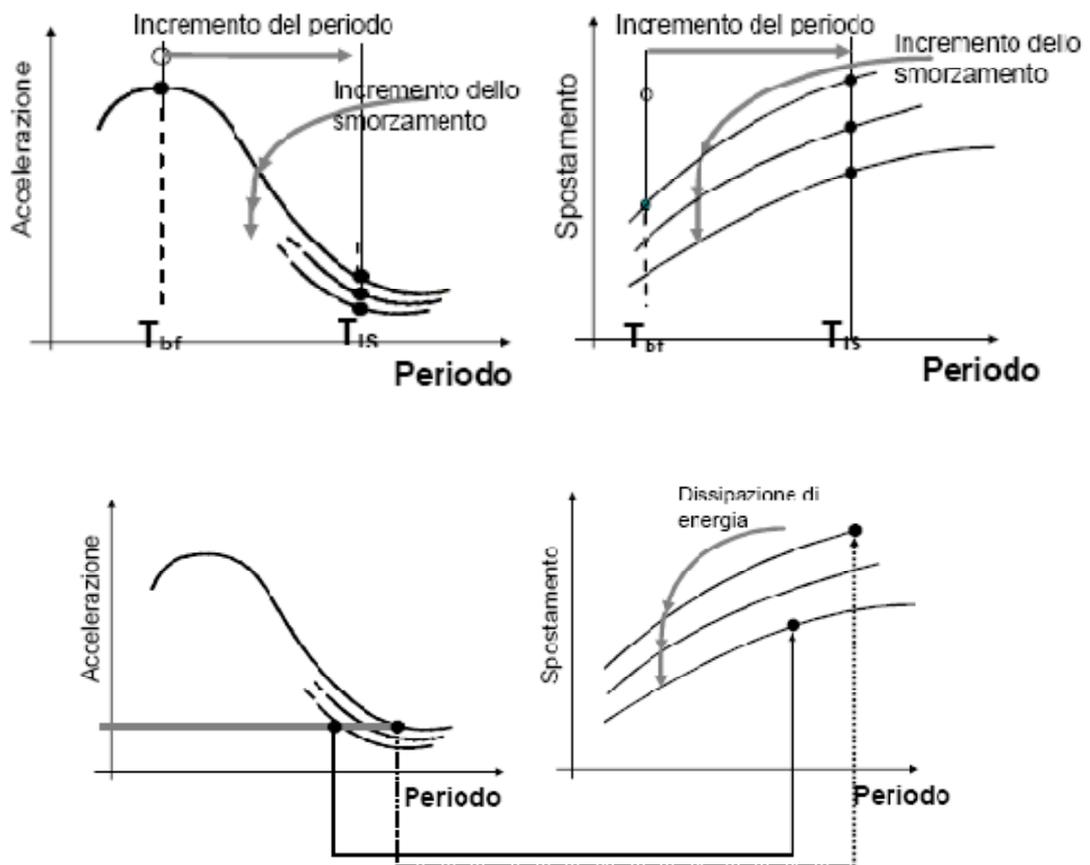


Figura 4.6: effetti di un sistema di isolamento sull'accelerazione e sugli spostamenti della struttura

Nel caso specifico dei ponti il notevole spostamento è spesso inaccettabile quindi occorre combinare gli isolatori con opportuni dispositivi dissipatori.

I dissipatori sono dispositivi che, grazie alla capacità di dissipare una significativa porzione dell'energia di ingresso, riducono sensibilmente gli spostamenti, oltre a diminuire ulteriormente le accelerazioni.

L'energia in entrata nella struttura, resta immutata (a differenza di quanto avveniva con gli isolatori) ma in parte viene assorbita da appositi dispositivi detti dissipatori, che la dissipano sotto forma di calore attraverso diversi meccanismi (plasticizzazione di acciai duttili, ecc.). I dissipatori trovano valida applicazione laddove sono possibili, durante una sollecitazione dinamica, spostamenti relativi tra due elementi strutturali come ad esempio nel nostro caso tra impalcato e pile.

Dal punto di vista dinamico si prevede di caratterizzare il viadotto con un sistema di protezione sismica di tipo passivo costituito da dispositivi di isolamento sismico realizzati da strati alterni di lamine in acciaio e strati di elastomero collegati mediante vulcanizzazione (isolatori elastomerici ad elevato smorzamento). Gli stessi dispositivi svolgono anche la funzione di sostegno dei carichi verticali che l'impalcato trasmette alle sottostrutture. In corrispondenza di ogni pila e delle due spalle si prevede l'installazione di due isolatori sismici a pianta circolare reagenti in tutte le direzioni orizzontali.

4.2.2 Gli isolatori elastomerici armati

Gli isolatori elastomerici della serie SI sono dispositivi d'appoggio in elastomero armato, cioè costituiti da strati alterni di acciaio e di elastomero collegati mediante vulcanizzazione.

Solitamente sono a pianta circolare, ma possono essere realizzati anche con sezione quadrata o rettangolare. Sono caratterizzati da ridotta rigidità orizzontale, elevata rigidità verticale ed opportuna capacità dissipativa. Queste caratteristiche consentono rispettivamente di aumentare il periodo proprio della struttura, di sostenere i carichi verticali senza apprezzabili cedimenti, e di contenere lo spostamento

orizzontale della struttura isolata. I parametri progettuali fondamentali nella determinazione delle rigidità verticale ed orizzontale sono le caratteristiche geometriche

degli isolatori (ad esempio le dimensioni globali, gli spessori dei singoli strati, ecc.) e le caratteristiche meccaniche dell'elastomero. La capacità dissipativa degli isolatori è invece determinata dal tipo di mescola elastomerica, che solitamente è ad alto smorzamento.



Figura 4.7: *isolatore elastomerico*

Le mescole elastomeriche utilizzate per la produzione degli isolatori elastomerici della serie SI sono caratterizzate da un modulo dinamico equivalente a taglio G_{din} compreso tra 0.4 MPa e 1.4 MPa e da un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente pari al 10% o al 15%, a scelta del progettista.

Gli isolatori elastomerici sono identificati mediante la sigla SI (Seismic Isolator), seguita da una lettera (S, N, H, per indicare rispettivamente il tipo di mescola morbida, normale e dura) e da due cifre. La prima rappresenta il diametro in millimetri, la seconda lo spessore totale degli strati di gomma in millimetri.

Esempio:

SI-S 800/130 Isolatore elastomerico del diametro di 800 mm, realizzato con mescola elastomerica morbida, con strati in gomma aventi spessore totale 130 mm.

I dispositivi elastomerici hanno una curva caratteristica forza-spostamento schematizzabile essenzialmente come lineare.

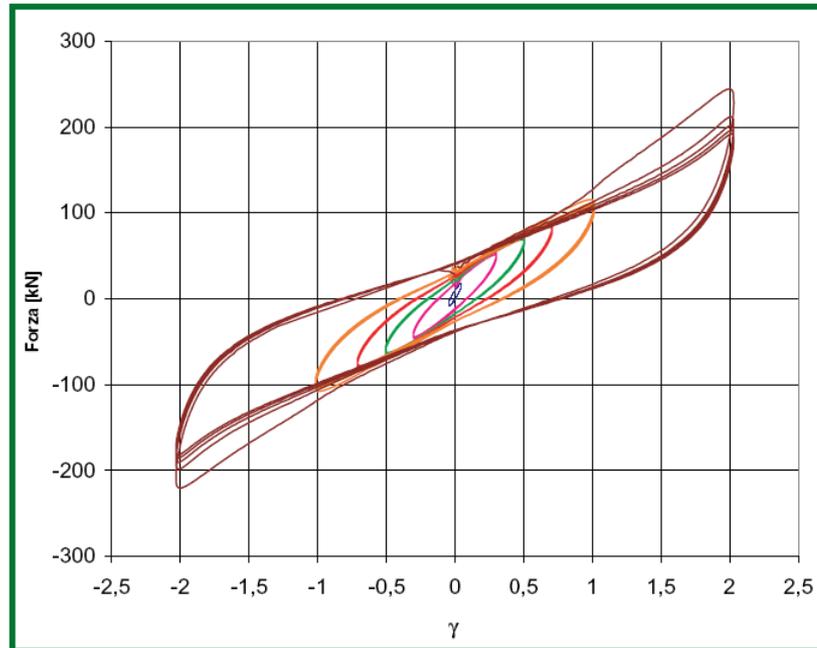


Figura 4.8: curva caratteristica forza-scorrimento

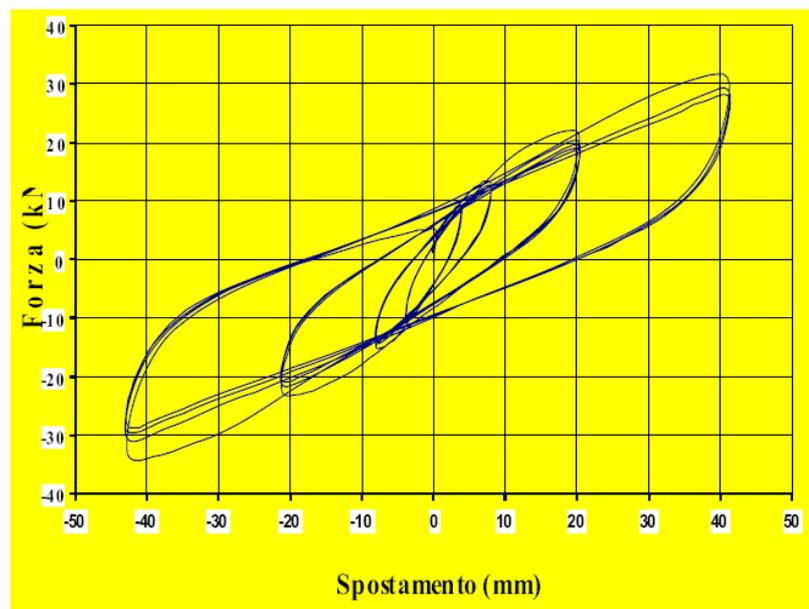


Figura 4.9: curva caratteristica forza-spostamento

4.2.2.1 Dimensionamento dei dispositivi elastomerici

Gli isolatori elastomerici sono dispositivi caratterizzati da una ridotta rigidità alla traslazione orizzontale che consente di incrementare i primi periodi propri di vibrazione della struttura in modo da ottenere risposte sismiche in termini di accelerazioni assai inferiori al caso di struttura non isolata.

Nella tabella 4.6 viene riportato il calcolo della massa complessiva dell'intera struttura fuori terra.

massa totale impalcato		
travi principali	376274	kg
travetto rompitratta	17232	kg
reticolari controvento	42670	kg
traversi pieni	23903	kg
controventi piano	46152	kg
soletta ca	2143260	kg
perm. portati	94500	kg
totale impalcato	2743991	kg

Tabella 4.6: massa totale dell' impalcato

Volendo imporre un periodo alla struttura isolata pari a $T_{is} = 2$ sec., è stata calcolata la rigidità che il sistema di isolamento deve fornire alla struttura, nell' ipotesi secondo la quale le pile si spostino di una quantità trascurabile rispetto allo spostamento dell' impalcato isolato:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{m}{k}} \Rightarrow k_{eq} = \frac{4\pi^2 \cdot m}{T_{is}^2} = \frac{4\pi^2 \cdot 2744}{2^2} = 27054 \frac{kN}{m}$$

SCELTA DEI DISPOSITIVI

Per tutte le pile si utilizzano SI-N 800/130.

SI-N	V kN	Fzd kN	Ke kN/mm	Kv kN/mm	Dg mm	te mm	h mm	H mm	Z mm	W kg
SI-N 300/128	35	1060	0.44	357	300	128	230	280	350	110
SI-N 350/125	200	1680	0.62	478	350	125	213	263	400	138
SI-N 400/125	590	2970	0.80	729	400	125	213	263	450	179
SI-N 450/126	1070	4040	1.01	876	450	126	226	276	500	239
SI-N 500/126	2030	6300	1.25	1209	500	126	226	276	550	294
SI-N 550/126	2830	8040	1.51	1403	550	126	217	267	600	338
SI-N 600/128	3640	9950	1.77	1587	600	128	213	263	650	389
SI-N 650/126	4460	10830	2.11	1837	650	126	205	255	700	440
SI-N 700/130	5480	11370	2.37	2013	700	130	210	270	750	575
SI-N 800/130	9080	14990	3.09	3026	800	130	216	276	850	747
SI-N 900/132	11880	21220	3.86	3982	900	132	222	282	950	963
SI-N 1000/140	18360	22590	4.49	4000	1000	140	236	316	1050	1402
SI-N 1100/140	19590	27460	5.43	5334	1100	140	236	316	1150	1691
SI-N 1200/144	21170	28700	6.28	5935	1200	144	236	316	1250	1979

Tabella 4.7: isolatori SI-N, $\Delta_{\max} = 250 \text{ mm}$

Per le spalle si utilizzano dispositivi SI-S 800/130

SI-S	V kN	Fzd kN	Ke kN/mm	Kv kN/mm	Dg mm	te mm	h mm	H mm	Z mm	W kg
SI-S 300/128	15	750	0.22	237	300	128	230	280	350	110
SI-S 350/125	100	1200	0.31	311	350	125	213	263	400	138
SI-S 400/125	290	2120	0.40	498	400	125	213	263	450	179
SI-S 450/126	530	2890	0.51	587	450	126	226	276	500	239
SI-S 500/126	1010	4500	0.62	841	500	126	226	276	550	294
SI-S 550/126	1410	5740	0.75	957	550	126	217	267	600	338
SI-S 600/128	1820	7100	0.88	1067	600	128	213	263	650	389
SI-S 650/126	2230	8940	1.05	1220	650	126	205	255	700	440
SI-S 700/130	2740	10600	1.18	1325	700	130	216	276	750	575
SI-S 800/130	4570	14990	1.55	2086	800	130	216	276	850	747
SI-S 900/132	5940	21220	1.93	2417	900	132	222	282	950	963
SI-S 1000/140	7670	22590	2.24	2658	1000	140	236	316	1050	1402
SI-S 1100/140	10720	27460	2.72	3662	1100	140	236	316	1150	1691
SI-S 1200/144	12850	28700	3.14	4013	1200	144	236	316	1250	1979

Tabella 4.8: isolatori SI-S, $\Delta_{\max} = 250 \text{ mm}$

Nella tabella 4.9 viene riportato il calcolo dell'effettiva rigidezza fornita dal sistema d'isolamento e del periodo di isolamento previsto.

numero isolatori	12	
Ke spalla	1550	kN/m
Ke pile 15,60	3090	kN/m
Ke pile 7,80	3090	kN/m
rigidezza tot. effett.	30920	kN/m
periodo previsto	1,87	sec

Tabella 4.9: effettiva rigidezza fornita dal sistema di isolamento e periodo di vibrazione previsto

La mescola elastomerica (in particolar modo quelle con durezza maggiore) utilizzata è ad alto smorzamento: le case produttrici indicano un indice di smorzamento viscoso equivalente tra il 10% ed 15%. Questo permette di ridurre gli spostamenti massimi orizzontali della struttura isolata, che generalmente risultano piuttosto elevati a causa della ridotta rigidità.

Nel modello implementato nel programma agli elementi finiti, gli isolatori sismici sono stati modellati tramite elementi tipo “Linear Link” aventi le rigidità sopra riportate in tabella 4.9.

Il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente, C_e , si è calcolato determinando la massa che compete ad ognuno di essi (in pratica il carico verticale gravante ricavato con un’analisi statica lineare sul dispositivo, dovuto ai carichi permanenti e ai pesi propri diviso per l’accelerazione di gravità g).

Data una massa vibrante m caratterizzata da una rigidità elastica k e da un elemento smorzante di coefficiente C , vale la seguente relazione:

$$C = 2 \cdot \xi_{eq} \cdot \sqrt{m \cdot k}$$

dove con ξ_{eq} si indica il rapporto tra il coefficiente di smorzamento viscoso C e quello critico (detto indice di smorzamento viscoso o rapporto di smorzamento viscoso).

	carico [kN]	massa [t]	rigidità [kN/m]	csi [catalogo FIP]	C [kNsec/m]	V [kN]
spalla 1	640	65	1550	0,125	79	4570
pila 1 H=7,80 m	2884	294	3090	0,125	238	9080
pila 2 H=15,60 m	3318	338	3090	0,125	256	9080
pila 3 H=15,60 m	3318	338	3090	0,125	256	9080
pila 4 H=7,80 m	2884	294	3090	0,125	238	9080
spalla 2	640	65	1550	0,125	79	4570

Tabella 4.10: calcolo del coefficiente di smorzamento viscoso C

Ogni isolatore elastomerico è stato modellato come una molla lineare di rigidità k e smorzamento equivalente pari a C .

Dal momento che la struttura risulta munita di un sistema di isolamento sismico, come indicato al punto 3.2.4 del D.M. 14/01/2008, gli spettri da adottare per i vari stati limiti indagati sono quelli elastici (fattore di struttura $q = 1$). Si fa notare che al medesimo punto viene indicato che lo spettro di risposta elastico andrebbe modificato per i ponti dotati di

sistema di isolamento in base all'indice di smorzamento viscoso equivalente proprio del sistema per tutti i modi propri di vibrare della struttura aventi periodi superiori al valore $0,8 \cdot T_{is}$ (primo periodo proprio della struttura isolata); per periodi inferiori, quindi, è necessario adottare lo spettro di risposta elastico caratterizzato dall'indice di smorzamento viscoso standard della struttura non protetta, trascurando quindi lo smorzamento viscoso apportato dal sistema di isolamento.

In realtà, dal momento che il programma "SAP2000" traduce il coefficiente di smorzamento equivalente degli isolatori in un indice di smorzamento viscoso equivalente modale diverso da modo a modo in funzione dell'influenza che il generico modo di vibrare ha sulla deformazione dei vari isolatori, risulta del tutto lecito, e più accurato, lasciare al programma di calcolo il compito di ridurre gli spettri di risposta elastici assegnati al variare dell'indice di smorzamento viscoso equivalente che determina per i vari modi di vibrare, senza imporre limitazioni all'indice di smorzamento viscoso equivalente da associare ai vari modi di vibrare del modello.

4.3 Analisi modale a spettro di risposta

Data la possibilità di schematizzare i dispositivi di isolamento adottati in maniera elastica lineare (attraverso la rigidità elastica equivalente e l'indice di smorzamento elastico equivalente) in virtù del loro reale comportamento, è possibile svolgere sia l'analisi statica lineare equivalente, sia l'analisi dinamica lineare (oltre, ovviamente, all'analisi dinamica non lineare). Al fine di cogliere con maggior affidabilità il comportamento sismico dell'opera si sono eseguite analisi dinamiche lineari di tipo modale con spettro di risposta. Si sono condotte 3 analisi sismiche differenti:

1. analisi per il sisma agente in direzione X del modello di calcolo (direzione longitudinale);
2. analisi per il sisma agente in direzione Y (direzione trasversale);
3. analisi per il sisma agente in direzione Z (direzione verticale).

La combinazione degli effetti causati da un sisma agente in direzione generica è stata eseguita a valle delle analisi (in campo elastico è valido il principio di sovrapposizione degli effetti) tramite le relazioni:

1. Sisma X: $E_x + 0,3 \cdot E_y + 0,3 \cdot E_z$
2. Sisma Y: $0,3 \cdot E_x + E_y + 0,3 \cdot E_z$
3. Sisma Z: $0,3 \cdot E_x + 0,3 \cdot E_y + E_z$

Ai sensi del punto 3.2.4 del D.M. 14/01/2008 gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2$$

dove con G_1 si indicano le masse associate ai pesi propri degli elementi strutturali e con G_2 quelle associate ai pesi dei carichi permanenti portati.

4.3.1 Risultati dell' analisi modale

Sono stati analizzati i primi 25 modi di vibrare, nella tabella si riportano i risultati ottenuti. I primi due modi sono quelli legati alla vibrazione longitudinale e trasversale dell'impalcato che si comporta essenzialmente come una massa rigida che vibra.

	Periodo	Pulsazione	Autovalori
	[Sec]	[rad/sec]	[rad ² /sec ²]
MODO 1	1,93	3,26	10,61
MODO 2	1,92	3,28	10,73
MODO 3	1,69	3,72	13,87
MODO 4	0,63	10,01	100,17
MODO 5	0,28	22,60	510,77
MODO 6	0,23	27,11	734,98
MODO 7	0,23	27,11	735,04
MODO 8	0,23	27,56	759,56
MODO 9	0,19	32,46	1053,50
MODO 10	0,18	34,38	1182,20
MODO 11	0,13	46,63	2174,60
MODO 12	0,12	54,19	2936,30
MODO 13	0,12	54,22	2939,50
MODO 14	0,09	70,55	4977,30
MODO 15	0,08	74,86	5603,30
MODO 16	0,07	86,56	7492,80
MODO 17	0,07	94,29	8891,40
MODO 18	0,06	108,90	11859,00
MODO 19	0,05	138,90	19293,00
MODO 20	0,03	192,68	37125,00
MODO 21	0,03	195,26	38126,00
MODO 22	0,03	198,91	39564,00
MODO 23	0,02	388,96	151290,00
MODO 24	0,02	392,46	154030,00
MODO 25	0,01	544,10	296050,00

Tabella 4.11: risultati dell' analisi modale

Con il calcolo manuale era stato ricavato il periodo T_{is} della struttura isolata, il cui valore è pari a 1,87 secondi. Si osserva che i periodi relativi ai primi due modi di vibrare sono leggermente superiori a causa della deformabilità delle pile, anche se bassa.

Le percentuali di massa partecipante sono elencate nella seguente tabella; sono stati evidenziati i modi più importanti, ossia quelli che eccitano almeno il 5% della massa.

	Periodo	UX	UY	UZ	Somma UX	Somma UY	Somma UZ
	[Sec]						
MODO 1	1,929	0,000	0,648	0,000	0,000	0,648	0,000
MODO 2	1,918	0,652	0,000	0,000	0,652	0,648	0,000
MODO 3	1,687	0,000	0,000	0,000	0,652	0,648	0,000
MODO 4	0,628	0,000	0,001	0,000	0,652	0,649	0,000
MODO 5	0,278	0,000	0,000	0,006	0,652	0,649	0,006
MODO 6	0,232	0,145	0,000	0,000	0,797	0,649	0,006
MODO 7	0,232	0,000	0,000	0,000	0,797	0,649	0,006
MODO 8	0,228	0,001	0,000	0,000	0,798	0,649	0,006
MODO 9	0,194	0,000	0,000	0,335	0,798	0,649	0,342
MODO 10	0,183	0,000	0,139	0,000	0,798	0,787	0,342
MODO 11	0,135	0,000	0,000	0,000	0,798	0,787	0,342
MODO 12	0,116	0,000	0,000	0,251	0,798	0,787	0,592
MODO 13	0,116	0,000	0,000	0,000	0,798	0,787	0,592
MODO 14	0,089	0,000	0,000	0,001	0,798	0,787	0,593
MODO 15	0,084	0,000	0,000	0,000	0,798	0,787	0,593
MODO 16	0,073	0,108	0,000	0,000	0,906	0,787	0,593
MODO 17	0,067	0,000	0,066	0,000	0,906	0,853	0,593
MODO 18	0,058	0,000	0,000	0,112	0,906	0,853	0,705
MODO 19	0,045	0,000	0,028	0,000	0,906	0,881	0,705
MODO 20	0,033	0,037	0,001	0,000	0,943	0,882	0,705
MODO 21	0,032	0,001	0,052	0,000	0,943	0,933	0,705
MODO 22	0,032	0,000	0,000	0,065	0,943	0,933	0,770
MODO 23	0,016	0,000	0,037	0,000	0,943	0,971	0,770
MODO 24	0,016	0,000	0,000	0,167	0,943	0,971	0,937
MODO 25	0,012	0,037	0,000	0,000	0,981	0,971	0,937

Tabella 4.12: percentuali di massa partecipante

Le masse partecipanti lungo le tre direzioni X, Y, Z sono superiori all'85%, limite inferiore imposto in normativa, quindi la massa eccitata è sufficiente.

4.4 Dimensionamento e verifica delle pile

4.4.1 Dimensionamento e verifica delle pile 1 e 4

4.4.1.1 Dimensionamento delle armature a flessione

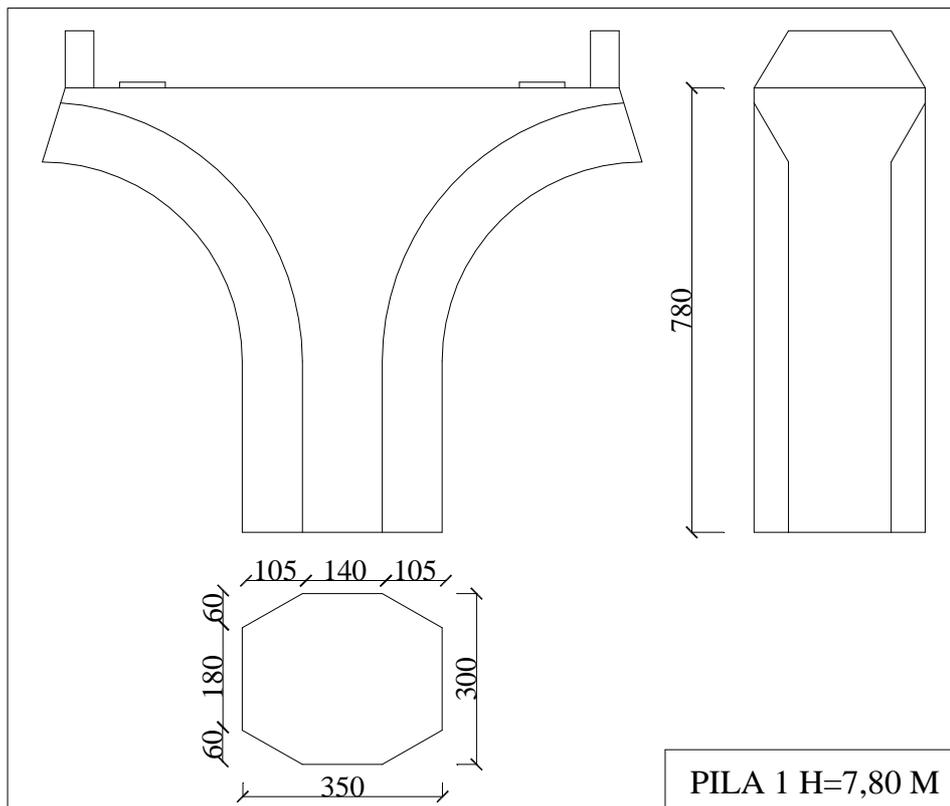


Figura 4.8: caratteristiche geometriche delle pile 1, 4

La sezione di base della pila avente altezza di 7,80 m, è stata schematizzata tramite una sezione rettangolare avente le seguenti dimensioni geometriche:

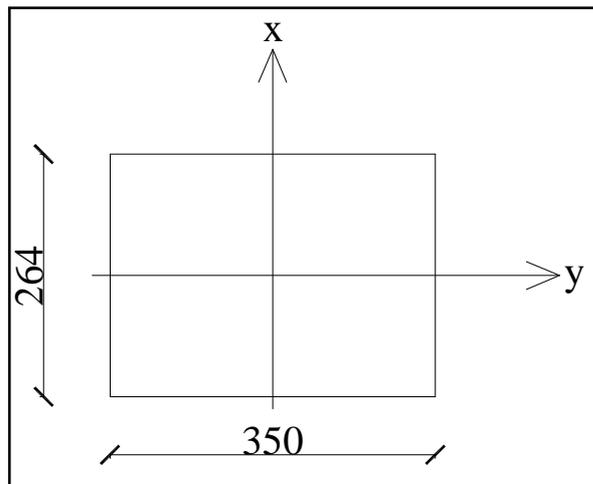


Figura 4.9: schematizzazione della sezione di base

Per dimensionare l'armatura della sezione alla base della pila si utilizza l'abaco seguente, valido per sezioni armate in modo simmetrico. Calcolando i valori adimensionali di μ_d e ν_d , si ottiene il valore adimensionalizzato dell'armatura necessaria. Il calcolo viene eseguito con l'ipotesi di presso-flessione retta, le verifiche ovviamente terranno conto della compresenza di sollecitazioni lungo altri assi.

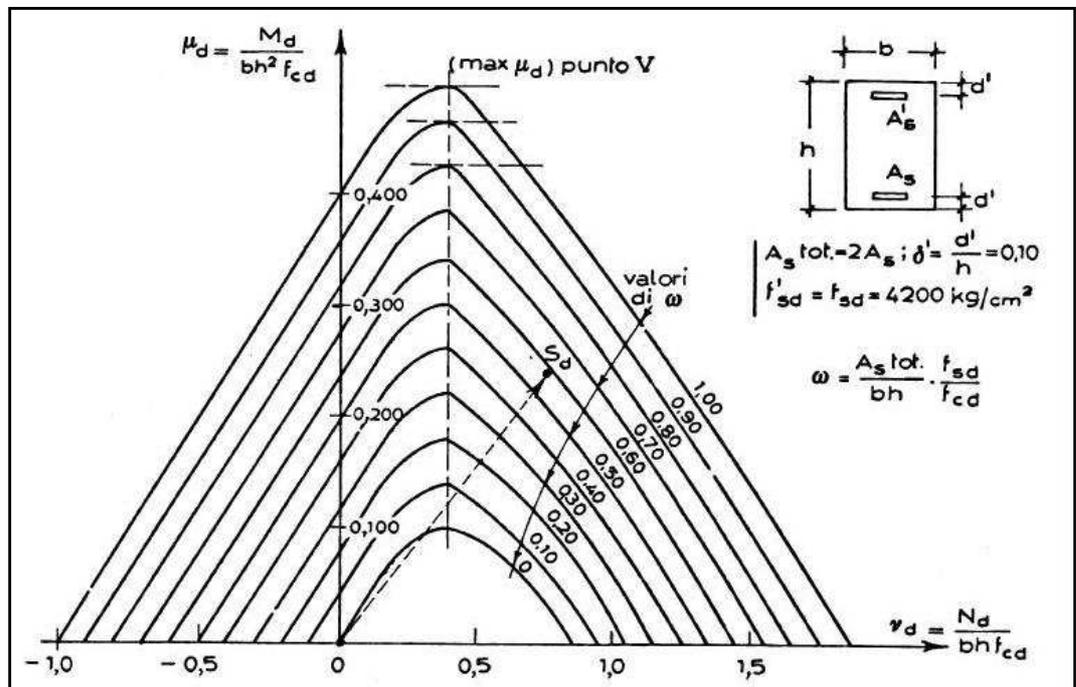


Figura 4.10: dominio di interazione M-N

Le sollecitazioni ricavate dall' analisi strutturale e utilizzate per il dimensionamento delle armature sono:

	Momento [kNm]	Sforzo normale [kN]
Direzione longitudinale	10150	9440
Direzione trasversale	10500	9440

Dimensionamento dell'armatura

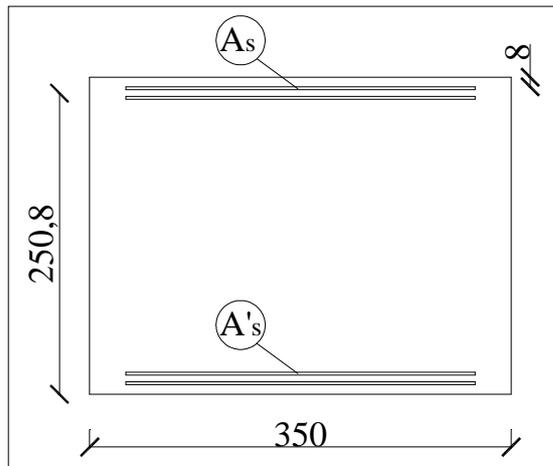


Figura 4.11: armatura calcolata per azioni in direzione longitudinale

$$\mu_d = \frac{M_{sd}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = \frac{10,15 \cdot 10^9}{3500 \cdot 2640^2 \cdot 15,86} = 0,026$$

$$\nu_d = \frac{M_{sd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{94,4 \cdot 10^5}{3500 \cdot 2640 \cdot 15,86} = 0,06$$

Si assume $\omega = 0,1 \Rightarrow \omega = \frac{A_{s,tot} \cdot f_{yd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \Rightarrow A_{s,tot} = \frac{0,1 \cdot 3500 \cdot 2640 \cdot 15,86}{391,3} = 37451 \text{ mm}^2$

$$A_s = A'_s = \frac{A_{s,tot}}{2} = \frac{37451}{2} = 18725,5 \text{ mm}^2$$

Si adottano barre $\phi 24 \Rightarrow A_{\phi 24} = 452,16 \text{ mm}^2$

$$n_{barre} = \frac{18725,5}{452,16} = 41,4 \Rightarrow 42 \text{ barre } \phi 24 \Rightarrow A_s = 18990,72 \text{ mm}^2$$

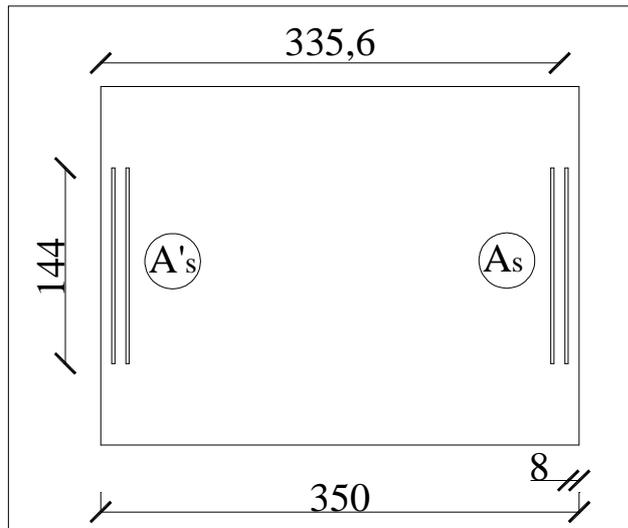


Figura 4.12: armatura calcolata per azioni in direzione trasversale

$$\mu_d = \frac{M_{sd}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = \frac{10,5 \cdot 10^9}{1440 \cdot 3500^2 \cdot 15,86} = 0,037$$

$$v_d = \frac{M_{sd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{94,4 \cdot 10^5}{1440 \cdot 3500 \cdot 15,86} = 0,12$$

Si assume $\omega = 0,1 \Rightarrow \omega = \frac{A_{s,tot} \cdot f_{yd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \Rightarrow A_{s,tot} = \frac{0,1 \cdot 3500 \cdot 1440 \cdot 15,86}{391,3} = 20428 \text{ mm}^2$

$$A_s = A'_s = \frac{A_{s,tot}}{2} = \frac{20428}{2} = 10214 \text{ mm}^2$$

Si adottano barre $\phi 24 \Rightarrow A_{\phi 24} = 452,16 \text{ mm}^2$

$$n_{barre} = \frac{10214}{452,16} = 22,6 \Rightarrow 24 \text{ barre } \phi 24 \Rightarrow A_s = 10851,84 \text{ mm}^2$$

Quindi la sezione al piede della pila 1 è stata dimensionata nel seguente modo:

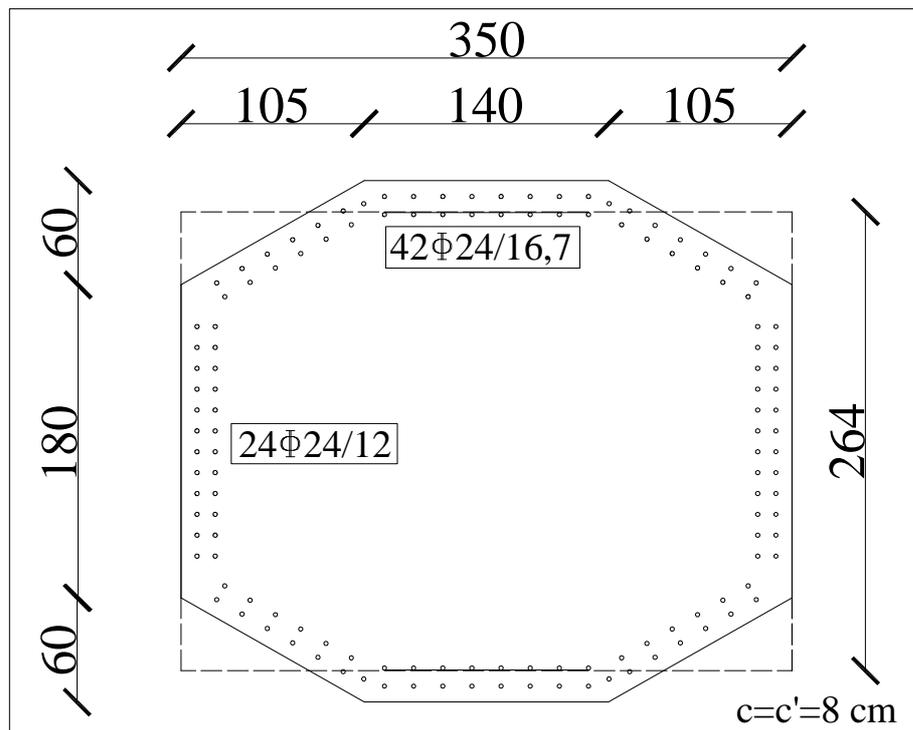


Figura 4.13: armatura a flessione della sezione di base della pila 1

4.4.1.2 Verifiche delle armature a flessione delle pile

Di seguito si riportano le sollecitazioni ottenute con l'analisi strutturale; sono state evidenziate in giallo le sollecitazioni massime che saranno considerate per le verifiche.

La verifica degli elementi in calcestruzzo armato viene eseguita con l'ausilio del software VCASLU fornito dal prof. Gelfi.

Il programma calcola per punti il dominio M-N della sezione attraverso un processo iterativo evidenziando la posizione del punto $M-N_{Ed}$ rappresentativo dello stato di sollecitazione, si assumono come positive le compressioni. Il dominio M-N può essere tracciato solo per presso-flessione retta.

Per presso-flessione deviata si può tracciare il dominio M_x-M_y per l'assegnato valore di N_{Ed} .

Come prescritto nel 4.1.2.1.2.1 della NTC 2008, la verifica a pressoflessione deviata può essere posta nella forma:

$$\left(\frac{M_{Exd}}{M_{Rxd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{Eyd}}{M_{Ryd}} \right)^\alpha \leq 1$$

Dove :

M_{Exd}, M_{Eyd} sono i valori di calcolo delle due componenti di flessione retta dell'azione intorno agli assi x e y;

M_{Rxd}, M_{Ryd} sono i valori di calcolo dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti a N_{Ed} valutati separatamente attorno agli assi x e y;

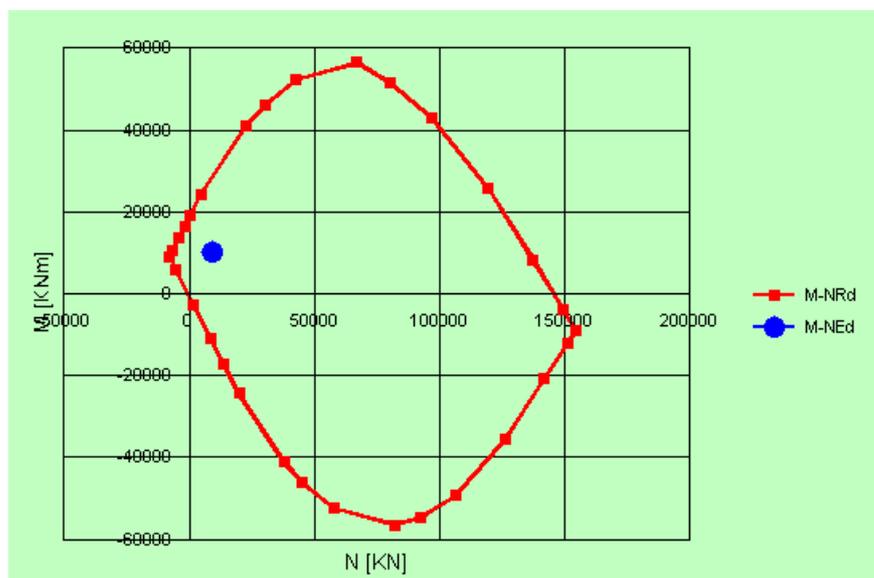
L'esponente α può dedursi in funzione della geometria della sezione ma in maniera cautelativa può essere posto pari a 1.

-condizione di carico 1 (sisma longitudinale prevalente)

	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
carichi vert.	-5	0	-8882	0	37	0
sisma X SLV	1519	352	559	3152	10187	6
carichi+sisma	1514	352	-8323	3152	10224	6
carichi-sisma	-1523	-352	-9440	-3152	-10150	-6

Tabella 4.13: sollecitazioni per la condizione di carico 1

DIREZIONE LONGITUDINALE



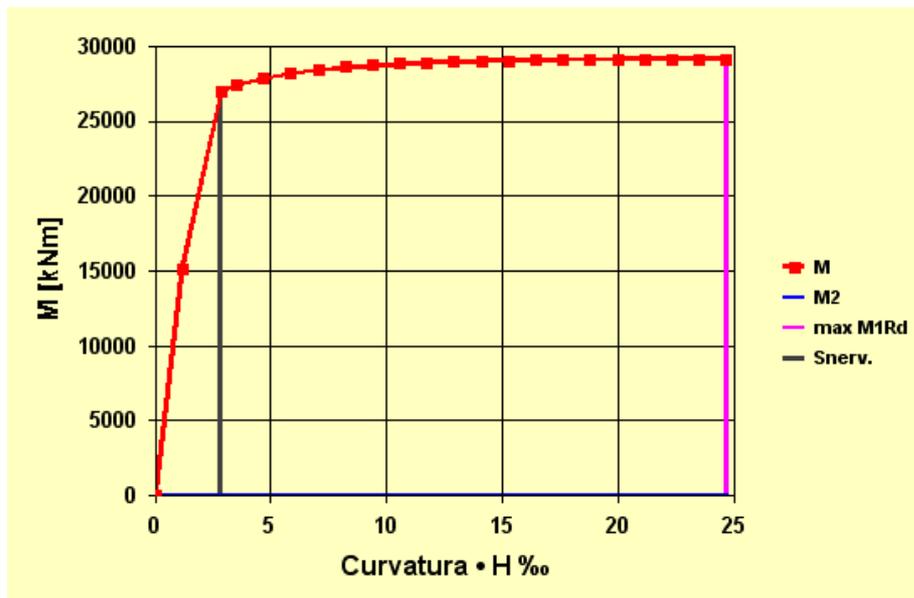
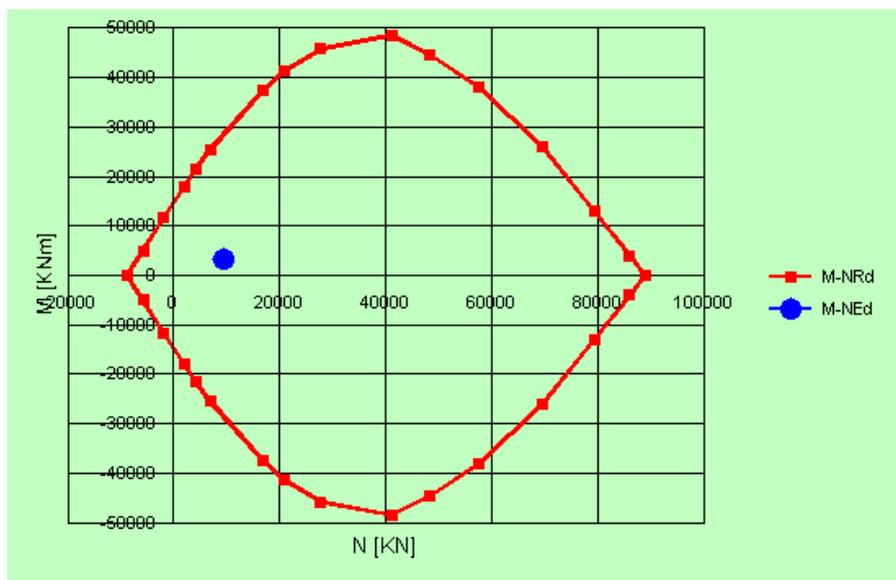


Figura 4.14: diagrammi M-N e $M - \chi$ ottenuti

$$M_{Rxd}(N_{sd}) = 29140 \text{ kNm}$$

DIREZIONE TRASVERSALE



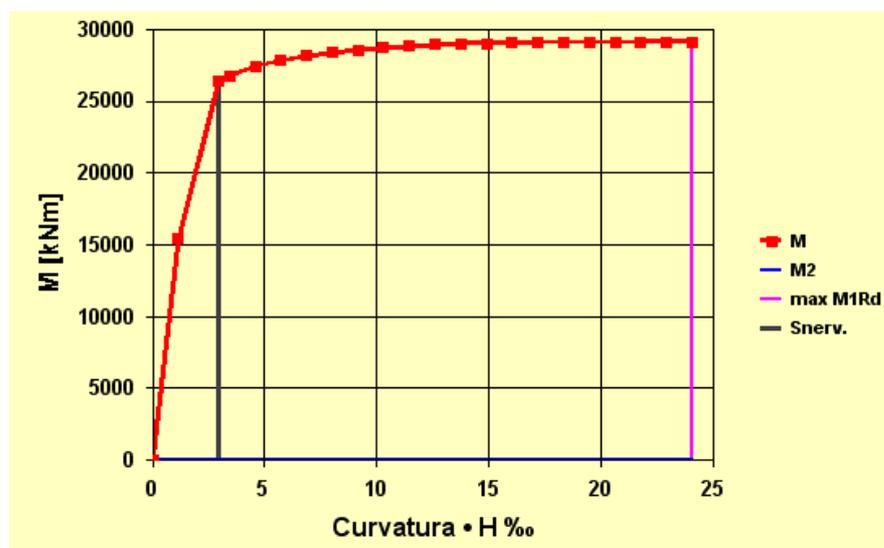


Figura 4.15: diagrammi M-N e M – χ ottenuti

$$M_{Ryd}(N_{sd}) = 29118 \text{ kNm}$$

VERIFICA

$$\left(\frac{M_{Exd}}{M_{Rxd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{Eyd}}{M_{Ryd}}\right)^\alpha \leq 1 \Rightarrow \left(\frac{10150}{29140}\right) + \left(\frac{3152}{29118}\right) = 0,456 < 1$$

-condizione di carico 2 (sisma trasversale prevalente)

	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
carichi vert.	-5	0	-8882	0	37	0
sisma Y SLV	461	1172	554	10505	3056	19
carichi+sisma	456	1172	-8328	10505	3093	19
carichi-sisma	-466	-1172	-9436	-10505	-3019	-19

Tabella 4.14: sollecitazioni per la condizione di carico 2

DIREZIONE LONGITUDINALE

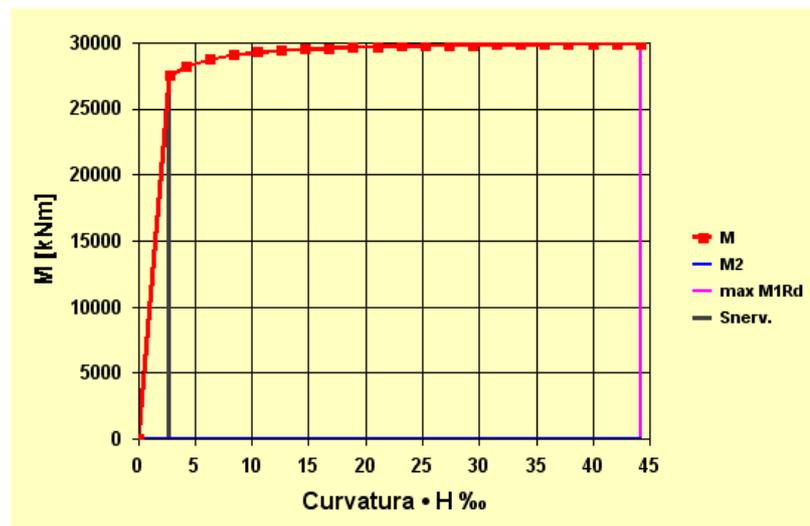
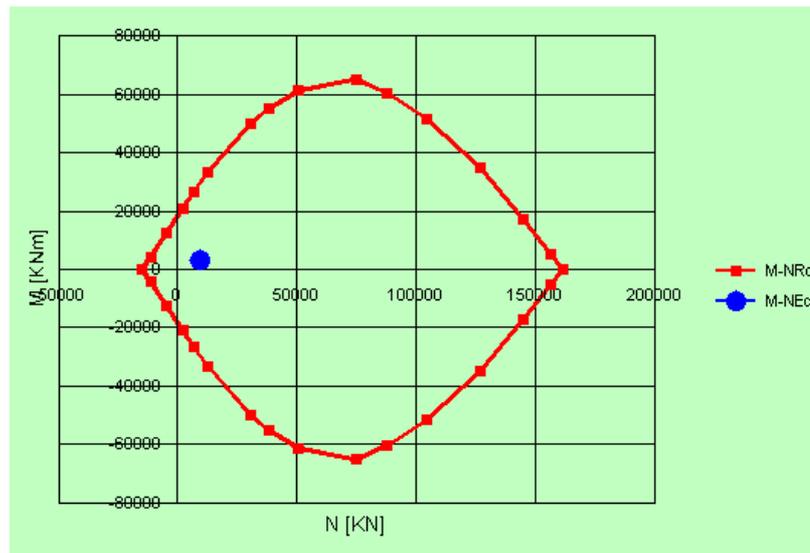


Figura 4.16: diagrammi $M-N$ e $M - \chi$ ottenuti

$$M_{Rxd}(N_{sd}) = 29889 \text{ kNm}$$

DIREZIONE TRASVERSALE

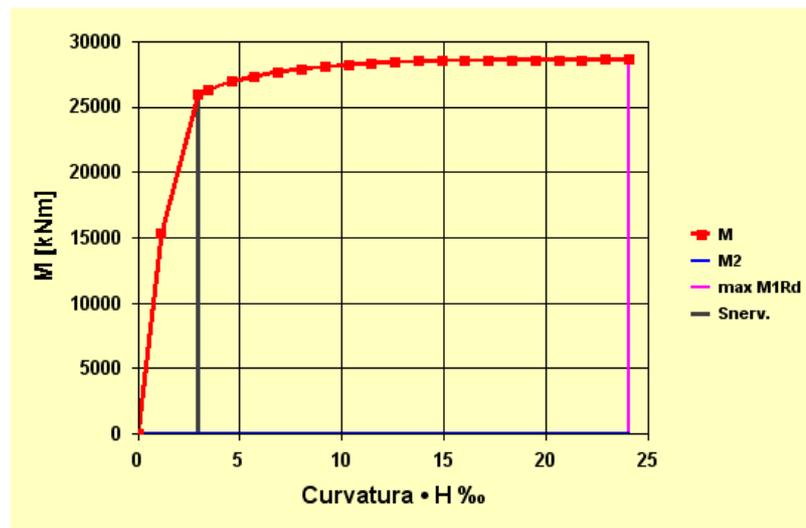
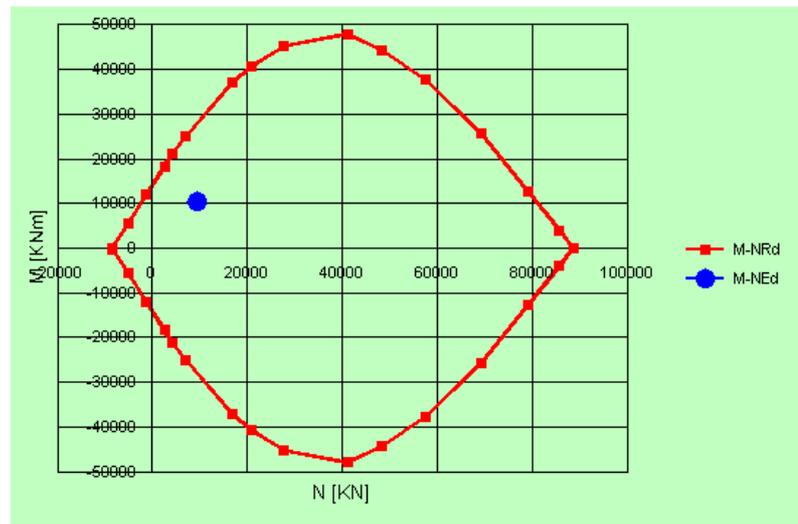


Figura 4.17: diagrammi $M-N$ e $M - \chi$ ottenuti

$$M_{Ryd}(N_{sd}) = 28597 \text{ kNm}$$

VERIFICA

$$\left(\frac{M_{Exd}}{M_{Rxd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{Eyd}}{M_{Ryd}}\right)^\alpha \leq 1 \Rightarrow \left(\frac{3019}{29889}\right) + \left(\frac{10505}{28597}\right) = 0,468 < 1$$

-condizione di carico 3 (sisma verticale prevalente)

	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
carichi vert.	-5	0	-8882	0	37	0
sisma Z SLV	456	351	1845	3152	3056	6
carichi+sisma	451	351	-7037	3152	3093	6
carichi-sisma	-461	-351	-10727	-3152	-3019	-6

Tabella 4.15: sollecitazioni per la condizione di carico 3

DIREZIONE LONGITUDINALE

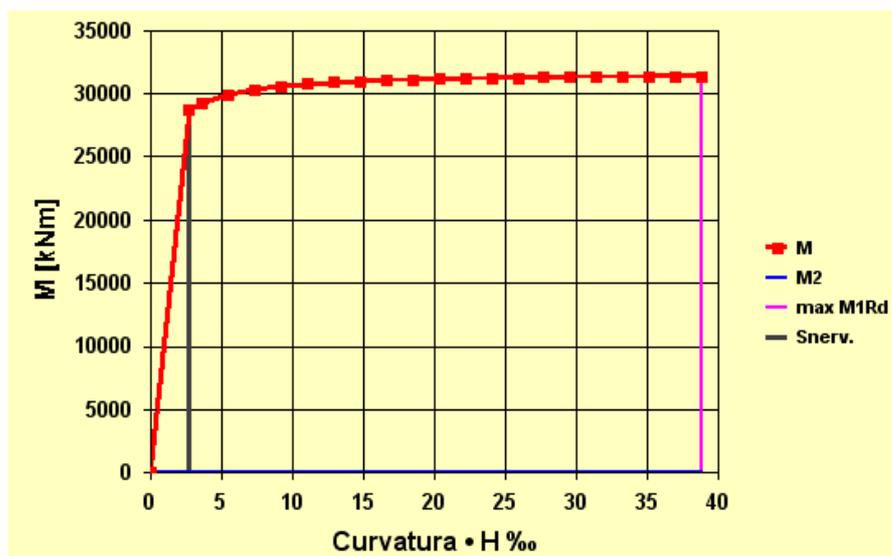
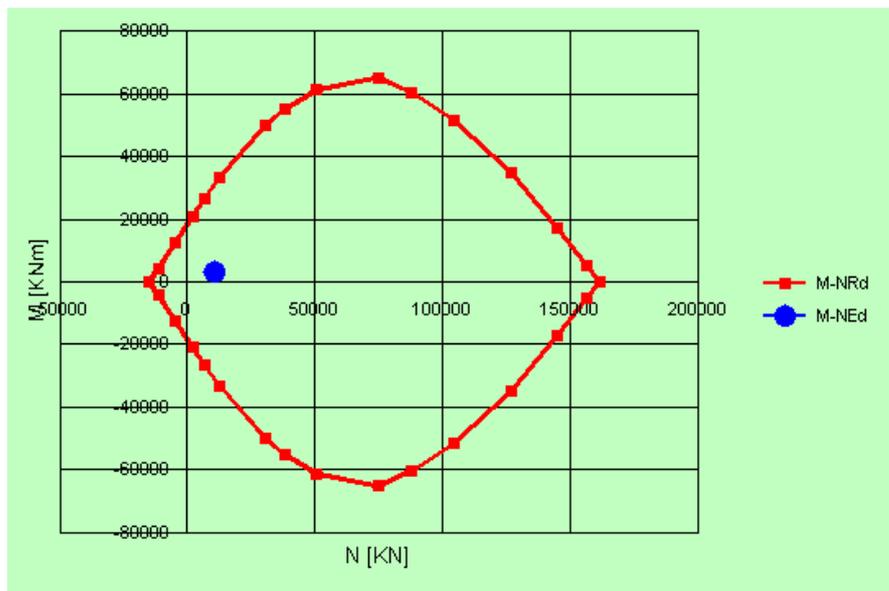


Figura 4.18: diagrammi M-N e M – χ ottenuti

$$M_{Rxd}(N_{sd}) = 31352 \text{ kNm}$$

DIREZIONE TRASVERSALE

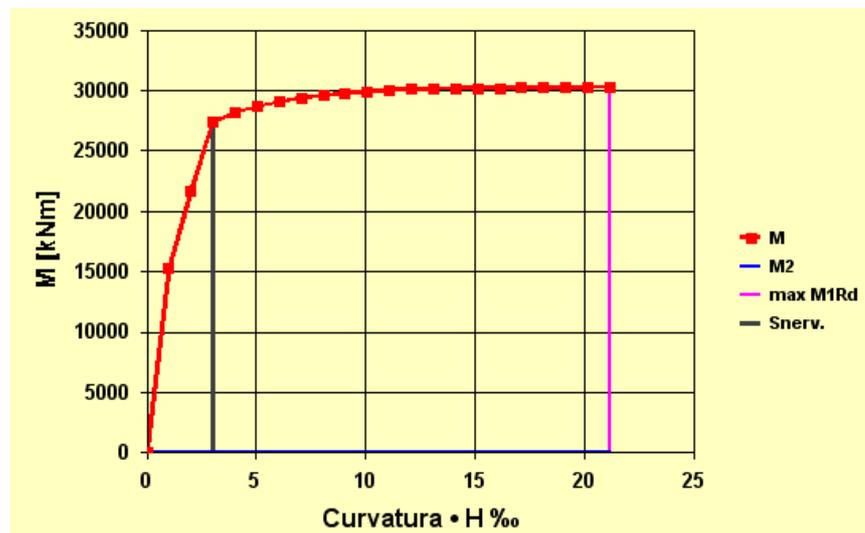
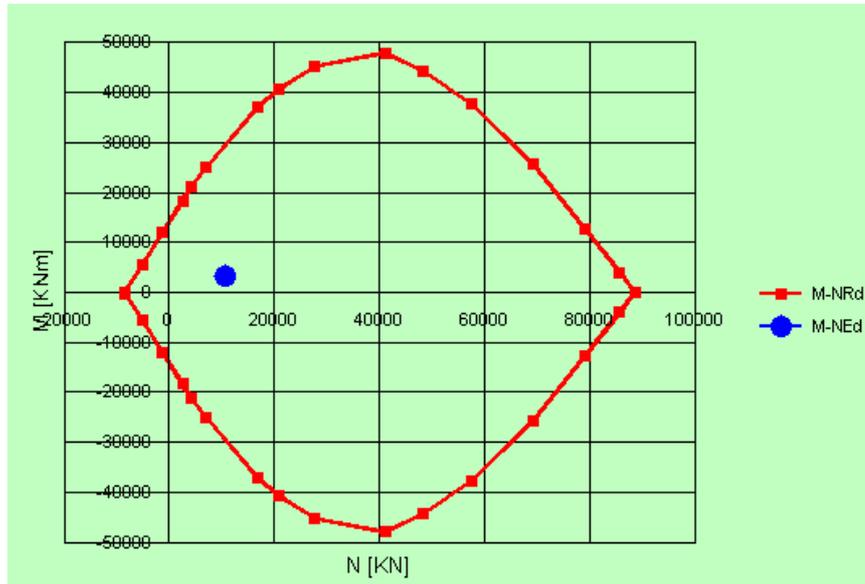


Figura 4.19: diagrammi $M-N$ e $M - \chi$ ottenuti

$$M_{RYd}(N_{sd}) = 30271 \text{ kNm}$$

VERIFICA

$$\left(\frac{M_{Exd}}{M_{Rxd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{Ey d}}{M_{Ry d}}\right)^\alpha \leq 1 \Rightarrow \left(\frac{3152}{31352}\right) + \left(\frac{3019}{30271}\right) = 0,2 < 1$$

Sollecitazioni da azioni statiche

Le sollecitazioni sono quelle riportate nel paragrafo 3.4.3.

$$N_{sd} = 17247 \text{ kN}$$

$$M_{sd(trasversale)} = 8271 \text{ kNm}$$

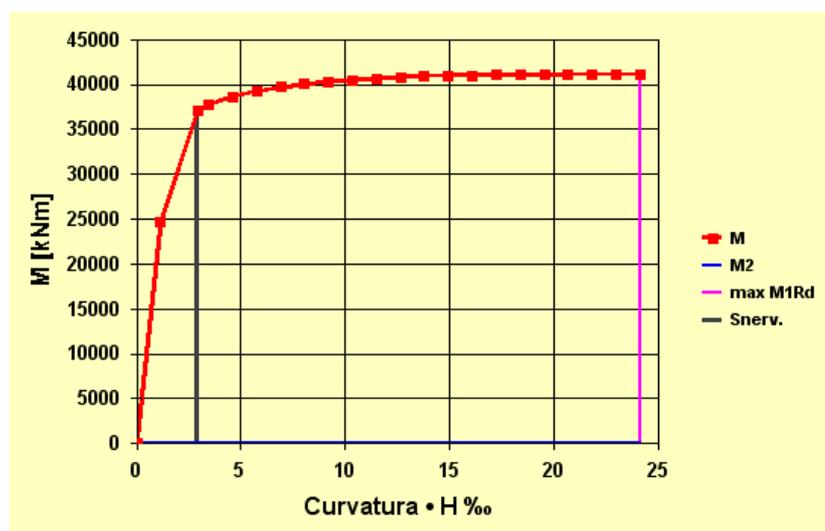
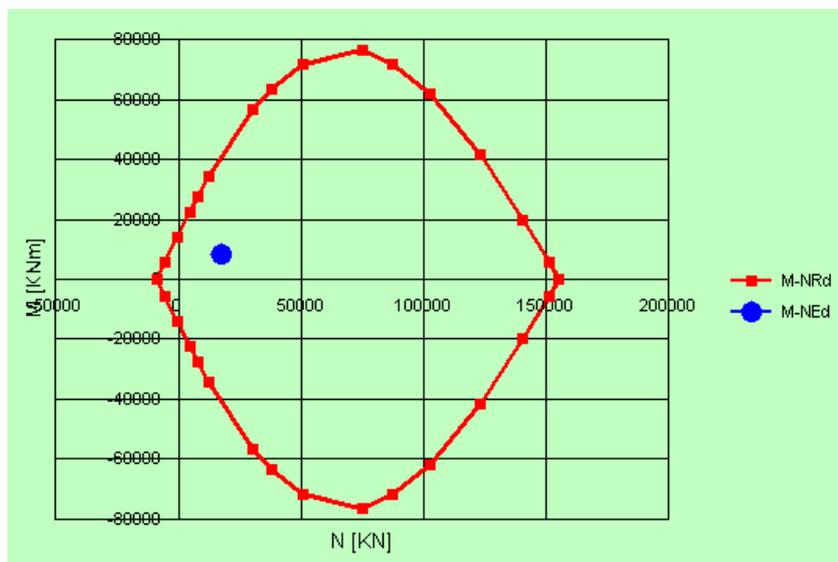


Figura 4.20: diagrammi M-N e M – χ ottenuti

4.4.1.3 Dimensionamento e verifica dell' armatura a taglio

4.4.1.3.1 Dimensionamento dell' armatura trasversale

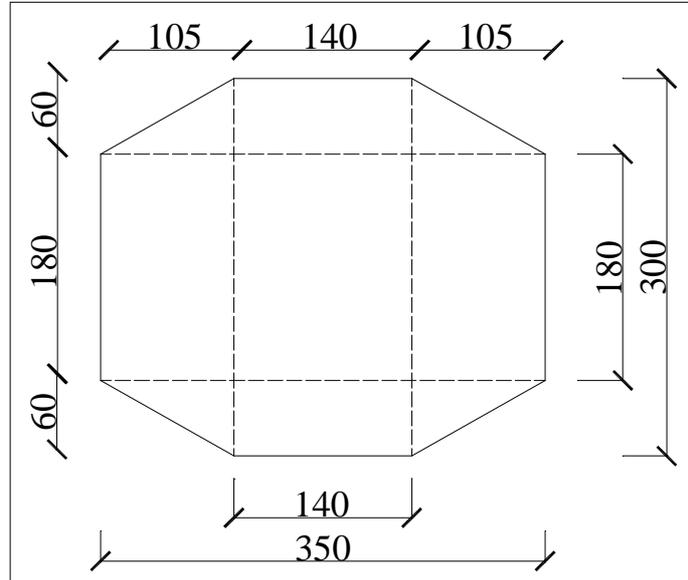


Figura 4.21: schematizzazione della sezione resistente a taglio

CONDIZIONE DI CARICO 1: $V_{sdx} = 1523 \text{ kN}$

Si utilizzano barre:

$$\phi 12 \Rightarrow A_s = 113,04 \text{ mm}^2$$

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \Rightarrow A_{sw} = \frac{1523 \cdot 10^3 \cdot 300}{0,9 \cdot (3000 - 80) \cdot 391,3} = 444,3 \text{ mm}^2$$

Quindi:

$$n_{barre} = \frac{444,3}{113,04} = 3,93 \Rightarrow 6 \text{ barre } \phi 12/30$$

CONDIZIONE DI CARICO 2: $V_{sdy} = 1172 \text{ kN}$

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \Rightarrow A_{sw} = \frac{1172 \cdot 10^3 \cdot 300}{0,9 \cdot (3500 - 80) \cdot 391,3} = 292 \text{ mm}^2$$

Quindi:

$$n_{barre} = \frac{292}{113,04} = 2,58 \Rightarrow 5 \text{ barre } \phi 12/30$$

La verifica di resistenza si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio a trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg \alpha + ctg \vartheta) \cdot \sin \alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(ctg \alpha + ctg \vartheta)}{(1 + ctg^2 \vartheta)}$$

La resistenza a taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

Dove:

ϑ inclinazione dei puntoni compressi che considero uguale a 45°;

$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c}$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 \cdot f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm);

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

A_{sw} area dell'armatura trasversale;

s interasse tra due armature trasversali consecutive;

α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

f'_{cd} resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$);

α_c coefficiente maggiorativo pari a 1 per membrature non compresse, altrimenti pari a:

$$\begin{aligned} & 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} && \text{per } 0 < \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd} \\ & 1,25 && \text{per } 0,25 f_{cd} < \sigma_{cp} < 0,5 f_{cd} \\ & 2,5 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} \right) && \text{per } 0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd} \end{aligned}$$

4.4.1.3.2 Verifica dell' armatura trasversale

VERIFICA PER LA CONDIZIONE DI CARICO 1

$$V_{sd} = 1523 \text{ kN} \quad , N_{Ed} = 9440 \text{ kN}$$

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg \alpha + ctg \vartheta) \cdot \sin \alpha = 0,9 \cdot 2920 \cdot \frac{678,24}{300} \cdot \frac{391,3}{1000} = 2324 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(ctg \alpha + ctg \vartheta)}{(1 + ctg^2 \vartheta)} = \frac{0,9 \cdot 2920 \cdot 1400 \cdot 1,06 \cdot 7,745}{1000} = 30205 \text{ kN}$$

$$V_{sd} > V_{Rsd} \Rightarrow 2324 > 1523 \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA PER LA CONDIZIONE DI CARICO 2

$$V_{sd} = 1172 \text{ kN} \quad , N_{Ed} = 9436 \text{ kN}$$

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg \alpha + ctg \vartheta) \cdot \sin \alpha = 0,9 \cdot 3420 \cdot \frac{562,5}{300} \cdot \frac{391,3}{1000} = 2258 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(ctg \alpha + ctg \vartheta)}{(1 + ctg^2 \vartheta)} = \frac{0,9 \cdot 3420 \cdot 1800 \cdot 1,06 \cdot 7,745}{1000} = 45485 \text{ kN}$$

$$V_{sd} > V_{Rsd} \Rightarrow 2258 > 1172 \quad \text{VERIFICATO}$$

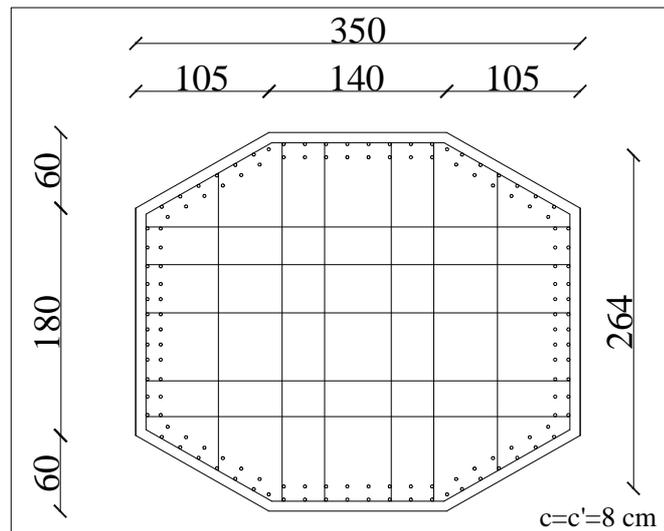


Figura 4.22: armatura complessiva

4.4.2 Dimensionamento e verifica delle pile 2 e 3

4.4.2.1 Dimensionamento delle armature a flessione

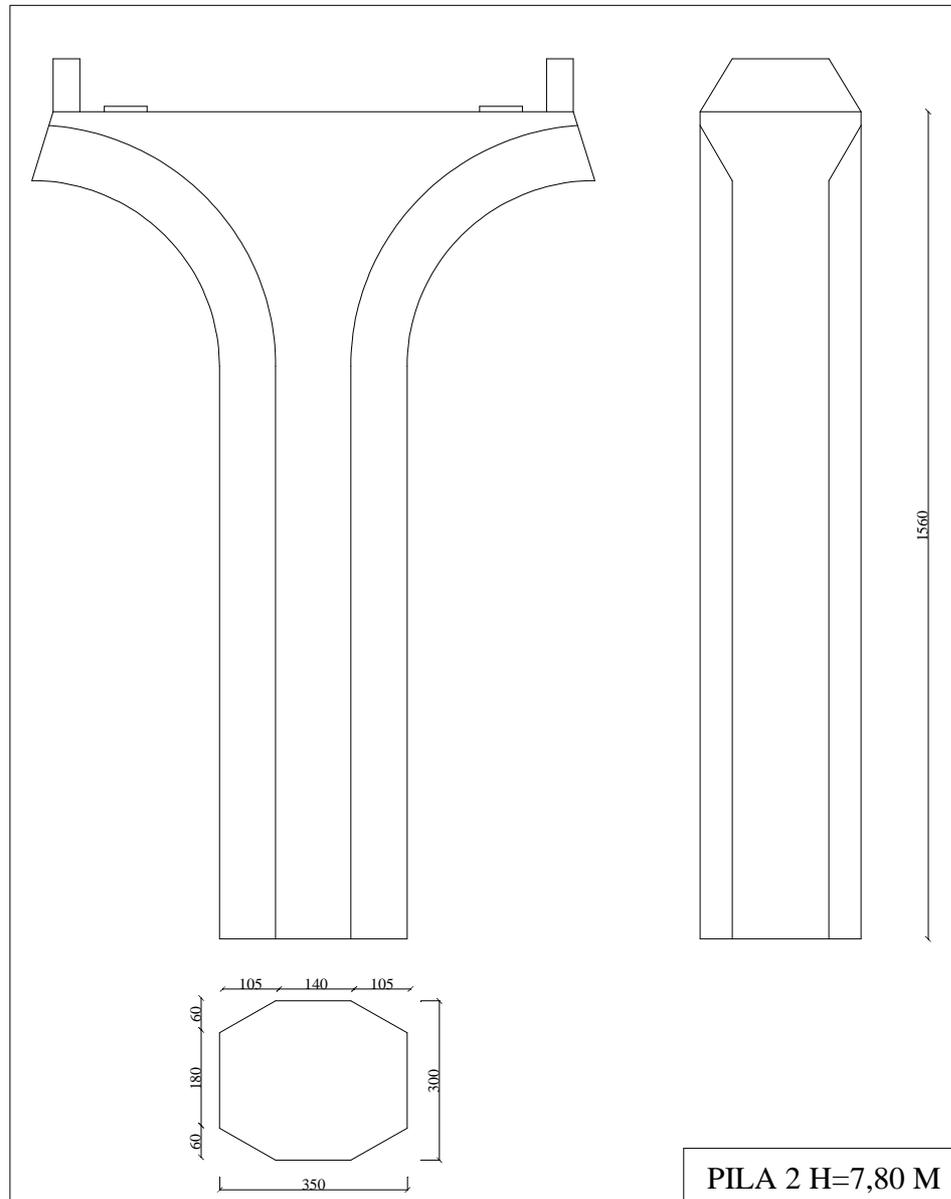


Figura 4.23: caratteristiche geometriche delle pile 2, 3

La sezione di base della pila avente altezza di 15,60 m, è stata schematizzata tramite una sezione rettangolare avente le seguenti dimensioni geometriche:

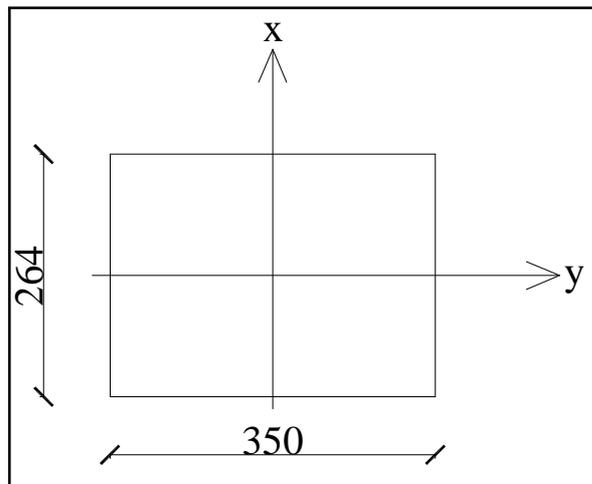


Figura 4.24: schematizzazione della sezione di base delle pile 2, 3

Le sollecitazioni ricavate dall'analisi strutturale e utilizzate per il dimensionamento delle armature sono:

	Momento [kNm]	Sforzo normale [kN]
Direzione longitudinale	31700	12330
Direzione trasversale	31370	12330

Dimensionamento dell'armatura

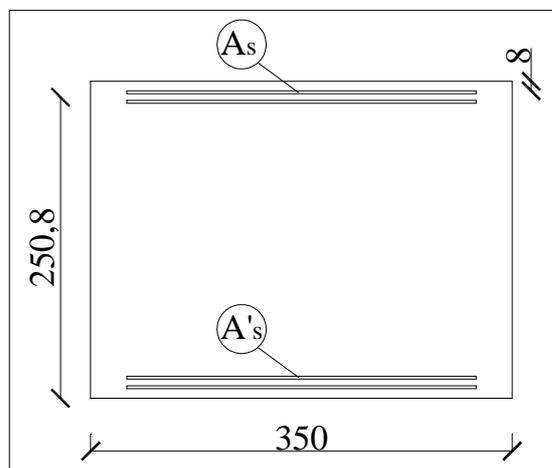


Figura 4.25: disposizione dell'armatura per azioni longitudinali

$$\mu_d = \frac{M_{sd}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = \frac{31,7 \cdot 10^9}{3500 \cdot 2640^2 \cdot 15,86} = 0,08$$

$$v_d = \frac{N_{sd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{12,33 \cdot 10^6}{3500 \cdot 2640 \cdot 15,86} = 0,084$$

Si assume $\omega = 0,15 \Rightarrow \omega = \frac{A_{s,tot}}{b \cdot h} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \Rightarrow A_{s,tot} = \frac{0,15 \cdot 3500 \cdot 2640 \cdot 15,86}{391,3} = 56176 \text{ mm}^2$

$$A_s = A'_s = \frac{A_{s,tot}}{2} = \frac{56176}{2} = 28088 \text{ mm}^2$$

Si adottano barre $\phi 26 \Rightarrow A_{\phi 26} = 530,66 \text{ mm}^2$

$$n_{barre} = \frac{28088}{530,66} = 53 \Rightarrow 60 \text{ barre } \phi 26 \Rightarrow A_s = 31839,6 \text{ mm}^2$$

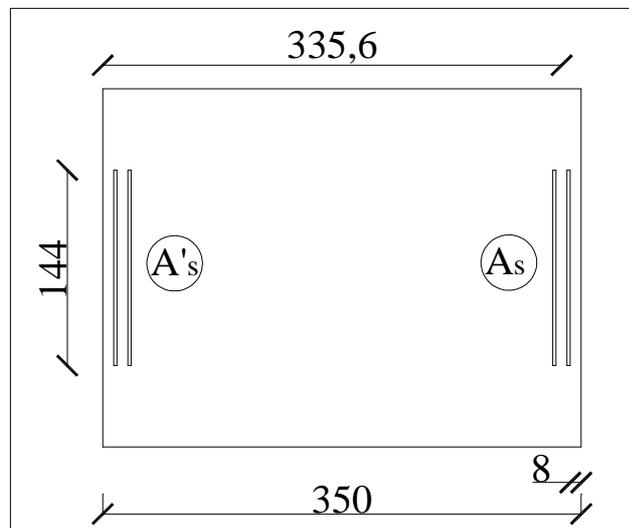


Figura 4.26: disposizione dell'armatura per azioni trasversali

$$\mu_d = \frac{M_{sd}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = \frac{31,37 \cdot 10^9}{1440 \cdot 3500^2 \cdot 15,86} = 0,112$$

$$v_d = \frac{N_{sd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{12,3 \cdot 10^6}{1440 \cdot 3500 \cdot 15,86} = 0,154$$

Si assume $\omega = 0,2 \Rightarrow \omega = \frac{A_{s,tot}}{b \cdot h} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \Rightarrow A_{s,tot} = \frac{0,2 \cdot 3500 \cdot 1440 \cdot 15,86}{391,3} = 40856 \text{ mm}^2$

$$A_s = A'_s = \frac{A_{s,tot}}{2} = \frac{40856}{2} = 20428 \text{ mm}^2$$

Si adottano barre $\phi 26 \Rightarrow A_{\phi 26} = 530,66 \text{ mm}^2$

$$n_{barre} = \frac{20428}{530,66} = 38,5 \Rightarrow 40 \text{ barre } \phi 26 \Rightarrow A_s = 21226,4 \text{ mm}^2$$

Quindi la sezione al piede della pila 2 è stata dimensionata nel seguente modo

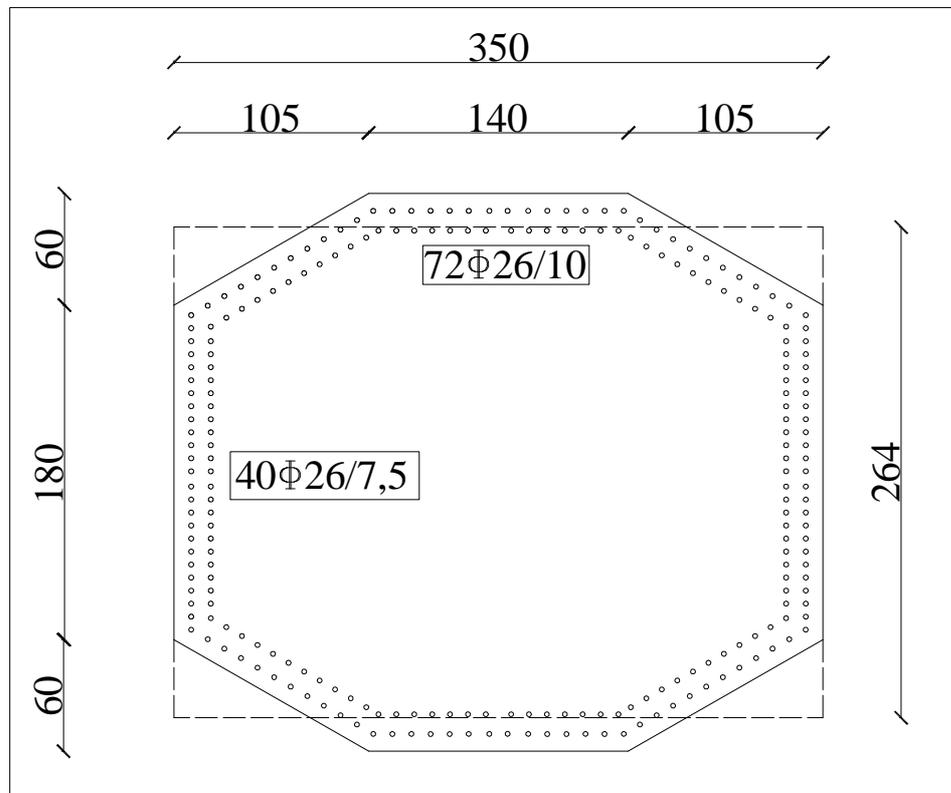


Figura 4.27: armatura a flessione della sezione di base della pila 2

4.4.2.2 Verifiche delle armature a flessione delle pile

-condizione di carico 1 (sisma longitudinale prevalente)

	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
carichi vert.	-1	0	-11585	0	-18	0
sisma X SLV	2431	694	745	9516	31353	2
carichi+sisma	2429	694	-10840	9516	31335	2
carichi-sisma	-2432	-694	-12329	-9516	-31371	-2

Tabella 4.16: sollecitazioni per la condizione di carico 1

DIREZIONE LONGITUDINALE

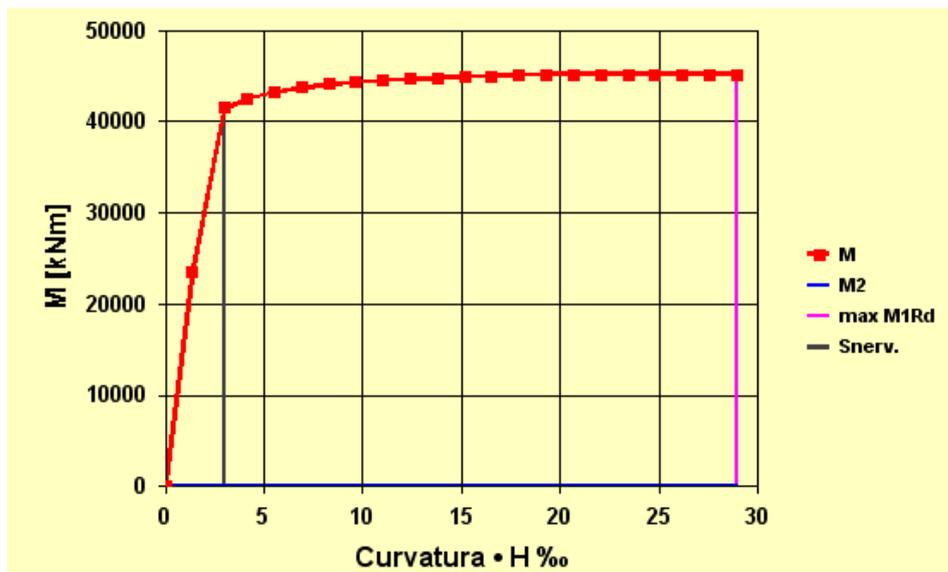
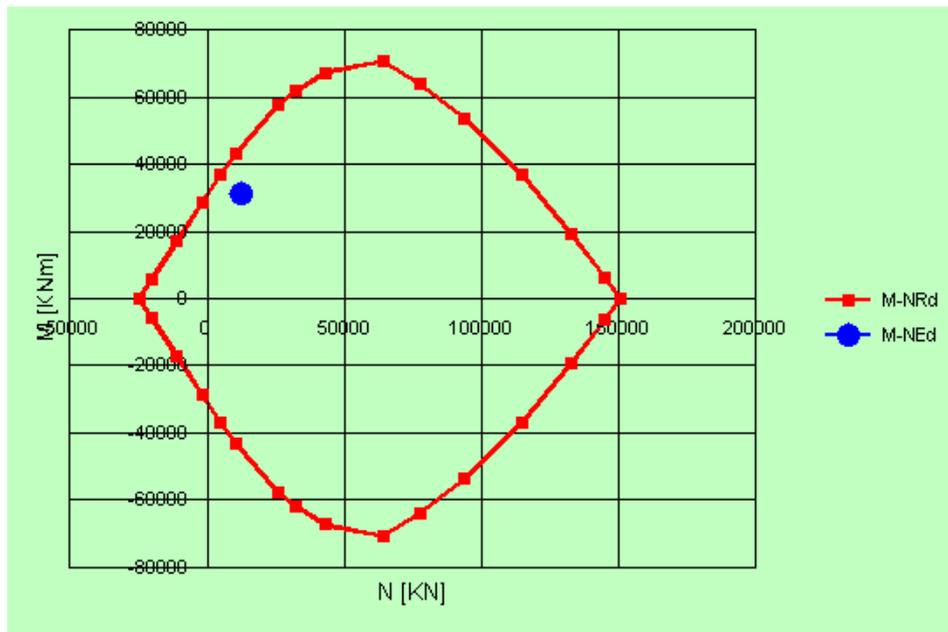


Figura 4.28: diagrammi $M-N$ e $M - \chi$ ottenuti

$$M_{Ryd}(N_{Ed}) = 46416 \text{ kNm}$$

DIREZIONE TRASVERSALE

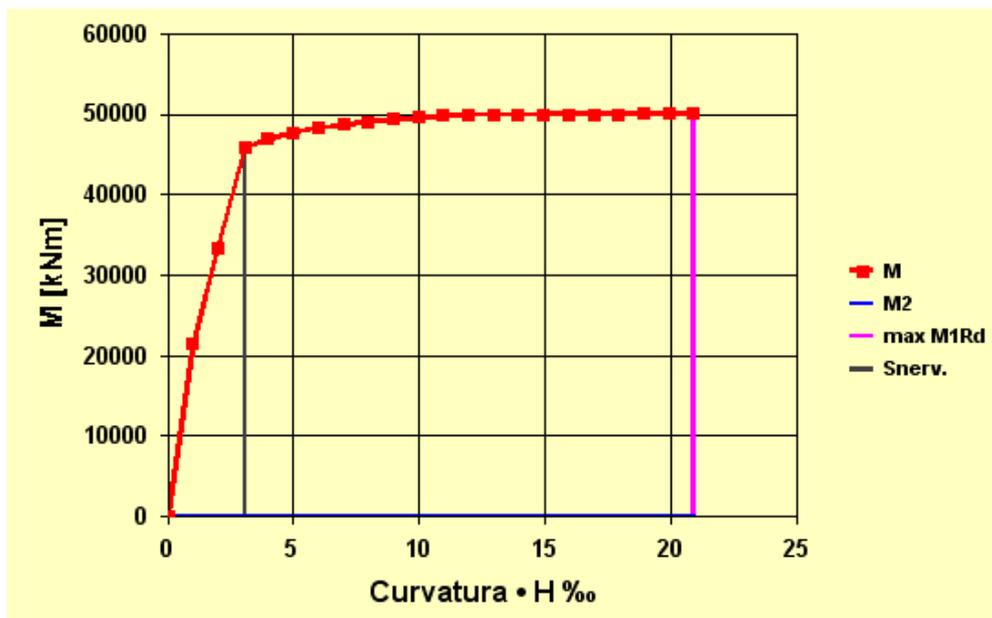
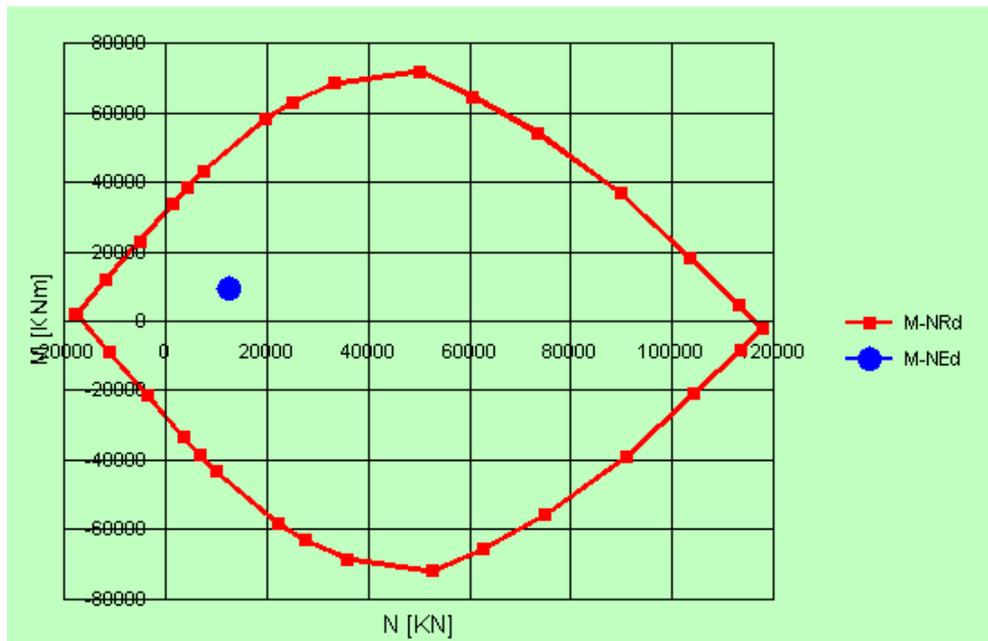


Figura 4.29: diagrammi M-N e $M - \chi$ ottenuti

$$M_{Rxd}(N_{Ed}) = 50044 \text{ kNm}$$

VERIFICA

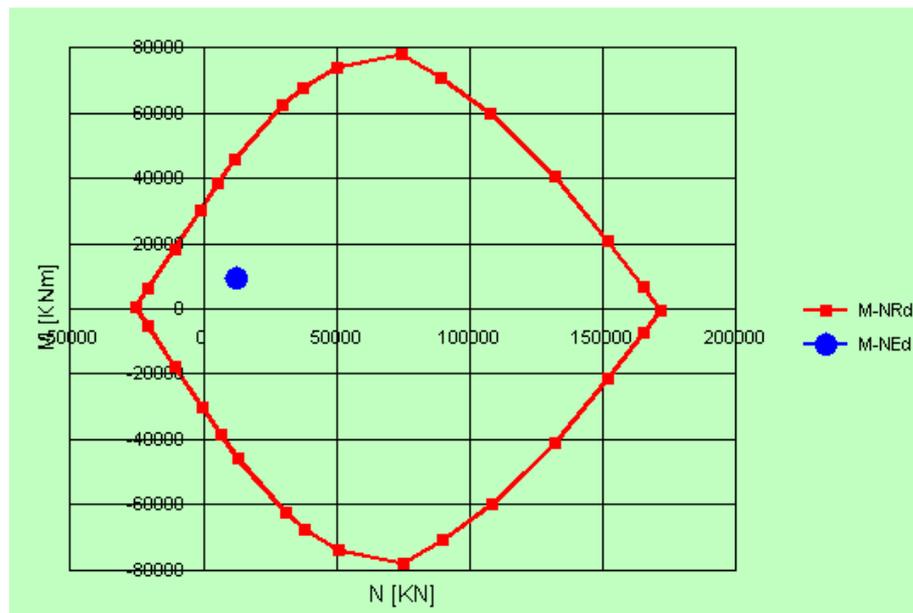
$$\left(\frac{M_{Exd}}{M_{Rxd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{Eyd}}{M_{Ryd}}\right)^\alpha \leq 1 \Rightarrow \left(\frac{9516}{50044}\right) + \left(\frac{31371}{46416}\right) = 0,87 < 1$$

-condizione di carico 2 (sisma trasversale prevalente)

	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
carichi vert.	-1	0	-11585	0	-18	0
sisma Y SLV	731	2314	741	31719	9406	8
carichi+sisma	730	2314	-10843	31719	9388	8
carichi-sisma	-732	-2314	-12326	-31719	-9424	-8

Tabella 4.17: sollecitazioni per la condizione di carico 2

DIREZIONE LONGITUDINALE



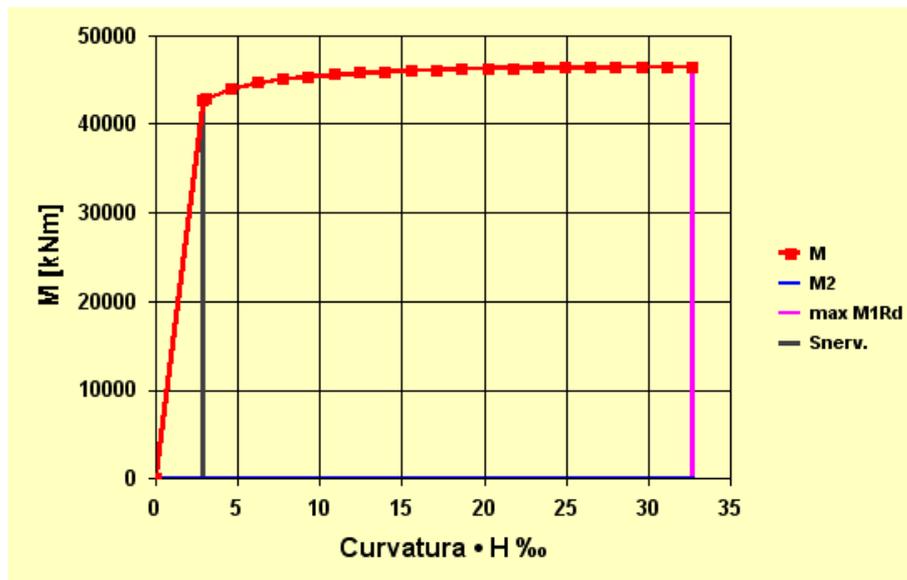
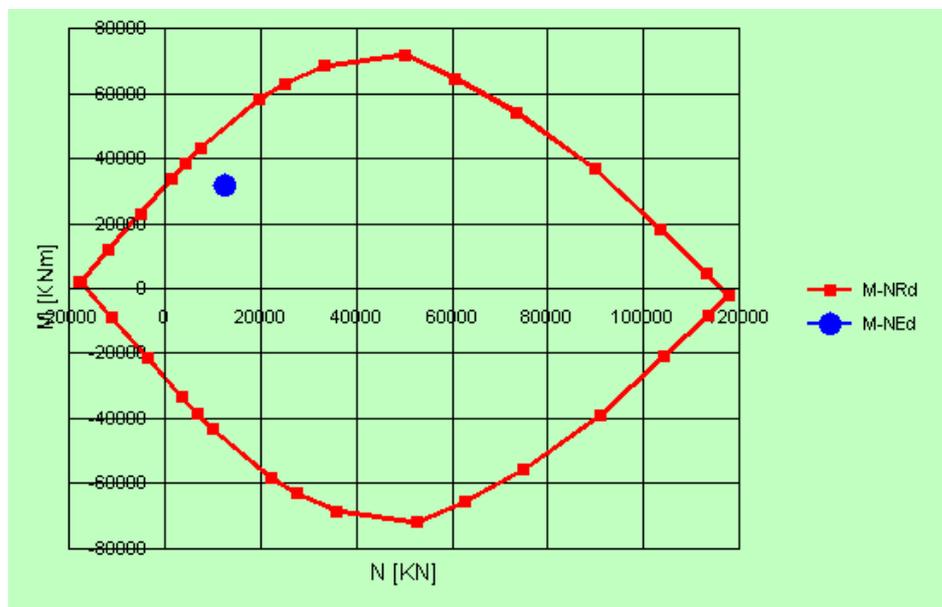


Figura 4.30: diagrammi $M-N$ e $M - \chi$ ottenuti

$$M_{Ryd} = 46413 \text{ kNm}$$

DIREZIONE TRASVERSALE



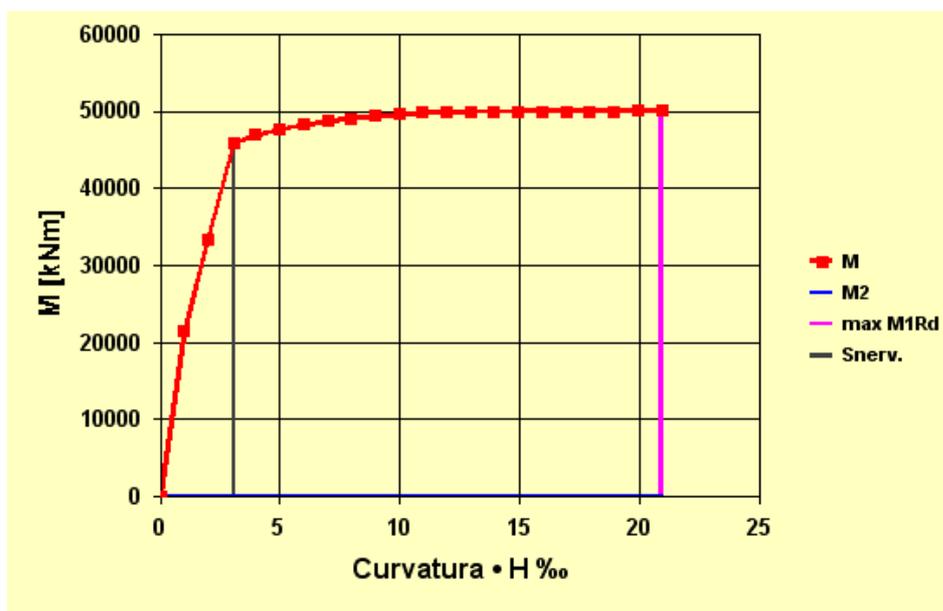


Figura 4.31: diagrammi M-N e $M - \chi$ ottenuti

$$M_{Rxd} = 50040 \text{ kNm}$$

VERIFICA

$$\left(\frac{M_{Exd}}{M_{Rxd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{Eyd}}{M_{Ryd}} \right)^\alpha \leq 1 \Rightarrow \left(\frac{31719}{50040} \right) + \left(\frac{9424}{46413} \right) = 0,83 < 1$$

-condizione di carico 3 (sisma verticale prevalente)

	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
carichi vert.	-1	0	-11585	0	-18	0
sisma Z SLV	729	694	2470	9516	9406	2
carichi+sisma	728	694	-9114	9516	9388	2
carichi-sisma	-731	-694	-14055	-9516	-9424	-2

Tabella 4.18: sollecitazioni per la condizione di carico 3

DIREZIONE LONGITUDINALE

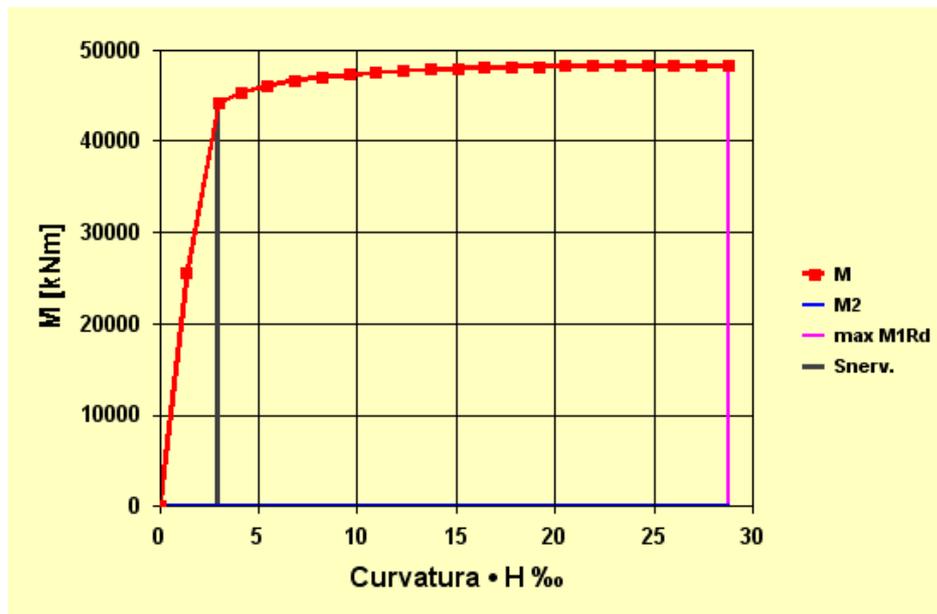
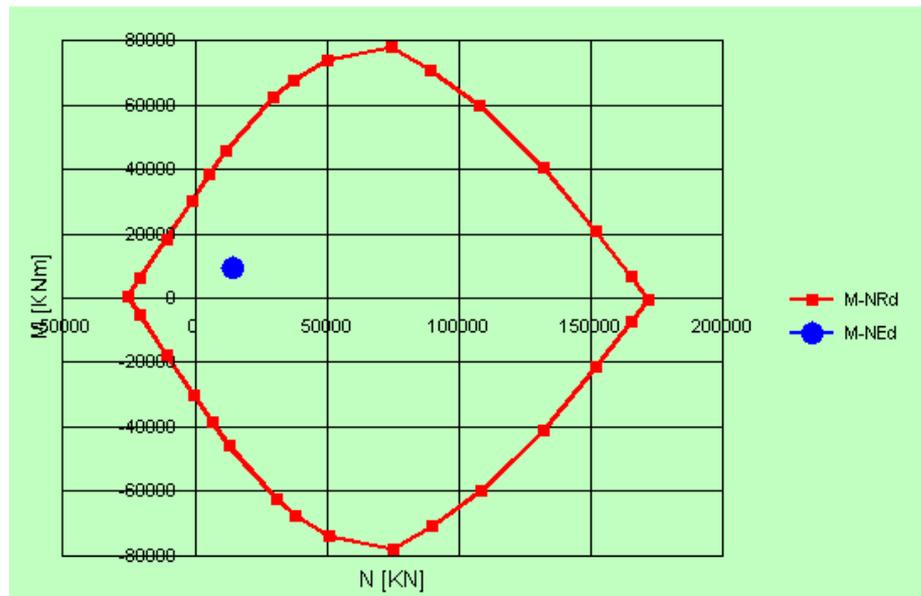


Figura 4.32: diagrammi $M-N$ e $M - \chi$ ottenuti

$$M_{Ryd} = 48260 \text{ kNm}$$

DIREZIONE TRASVERSALE

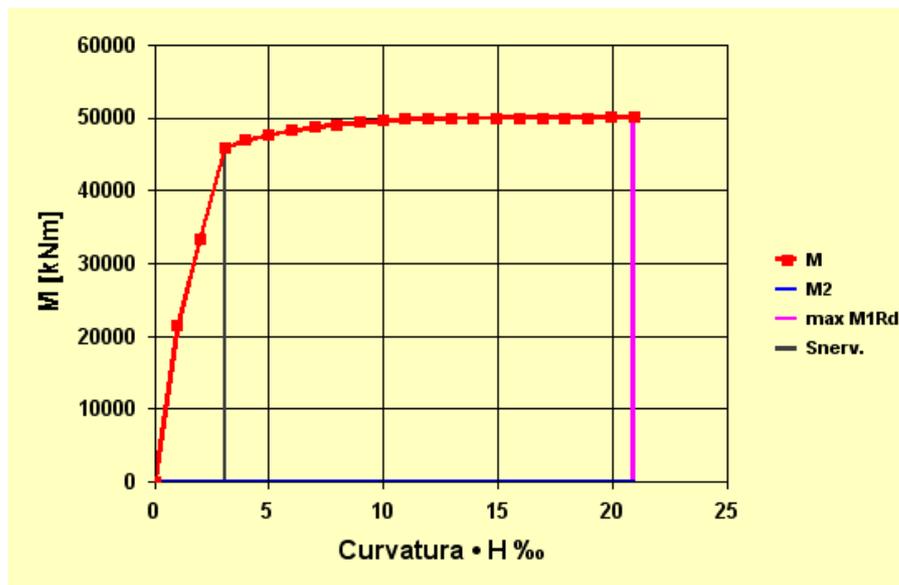
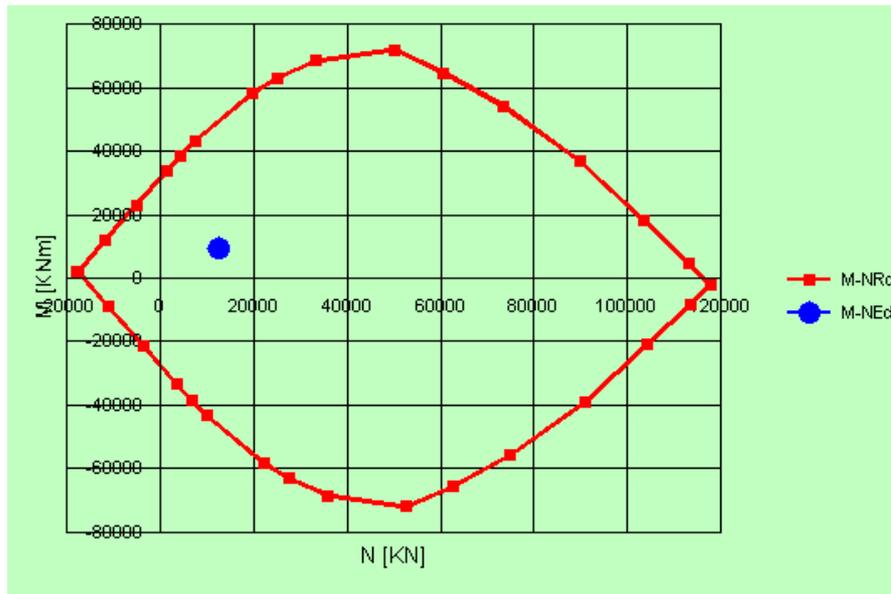


Figura 4.33: diagrammi $M-N$ e $M - \chi$ ottenuti

$$M_{Rxd} = 50040 \text{ kNm}$$

VERIFICA

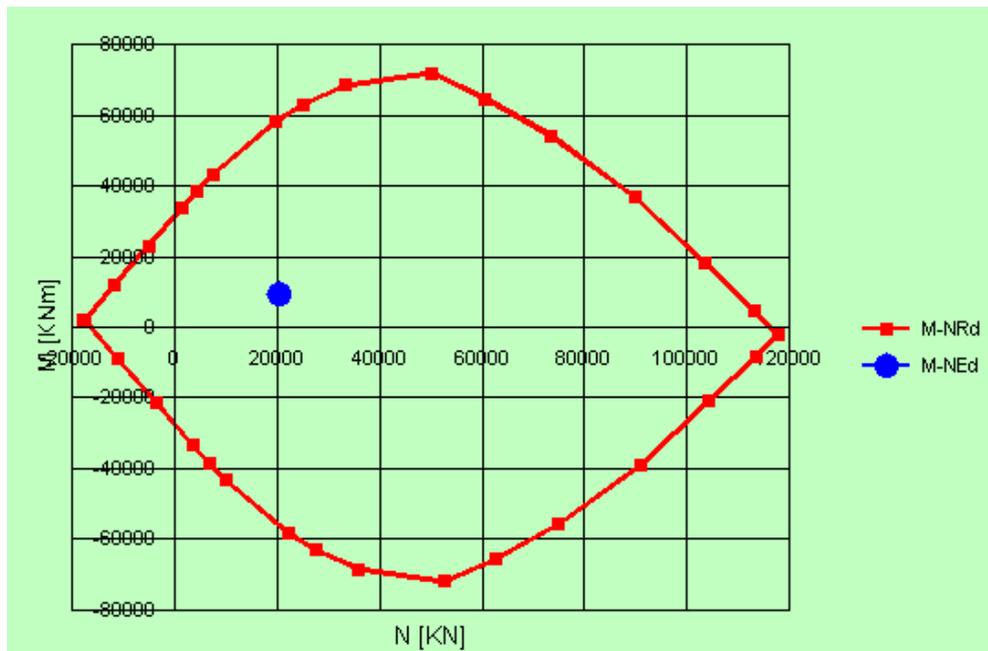
$$\left(\frac{M_{Exd}}{M_{Rxd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{Eyd}}{M_{Ryd}}\right)^\alpha \leq 1 \Rightarrow \left(\frac{9516}{50040}\right) + \left(\frac{9424}{48260}\right) = 0,39 < 1$$

- sollecitazioni da analisi statica

Le sollecitazioni sono quelle riportate nel paragrafo 3.4.3

$$N_{sxd} = 20338 \text{ kN}$$

$$M_{sxd} = 9484 \text{ kNm}$$



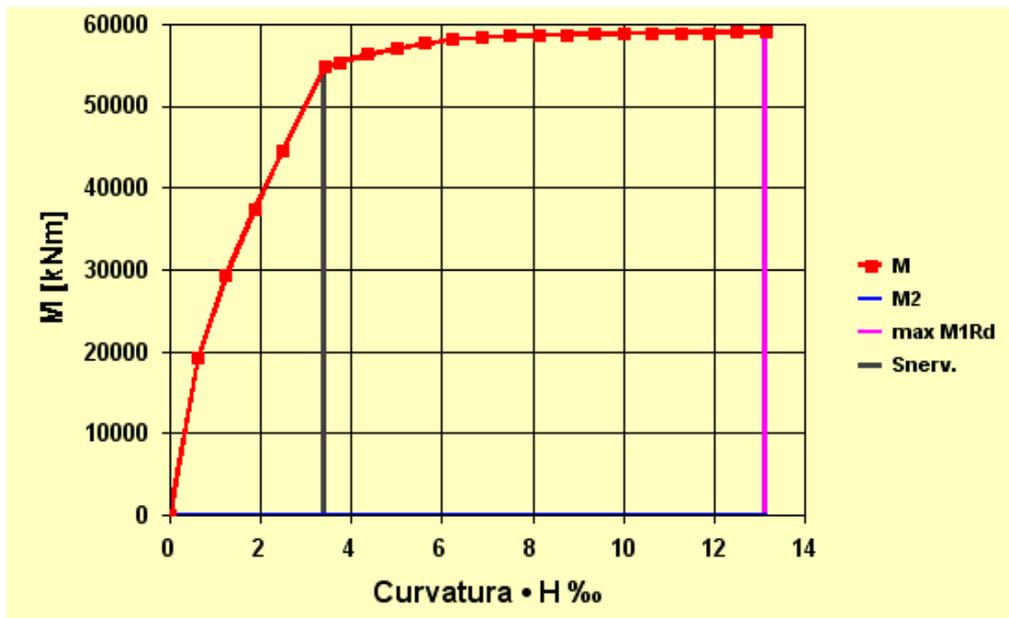


Figura 4.34: diagrammi M-N e $M - \chi$ ottenuti

La condizione di carico è ampiamente soddisfatta, dal grafico momento-curvatura si può notare che la pila è ampiamente in condizione elastica.

4.4.2.3 Dimensionamento e verifica dell' armatura a taglio

4.4.2.3.1 Dimensionamento dell' armatura trasversale

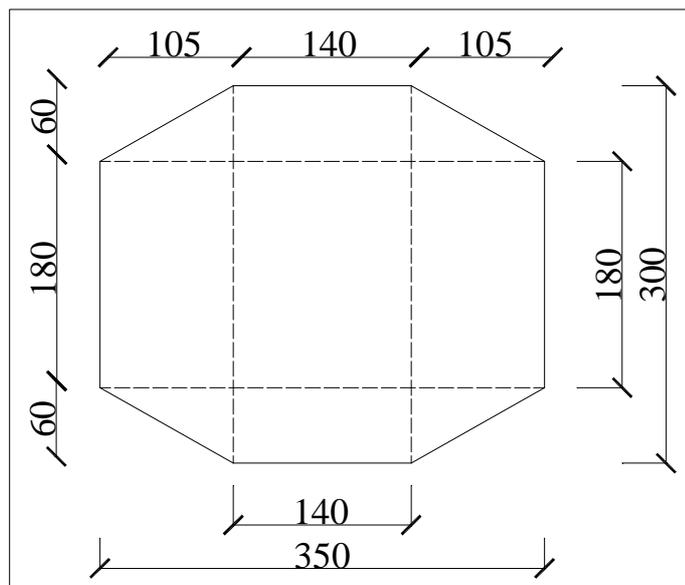


Figura 4.35: schematizzazione della sezione resistente a taglio

CONDIZIONE DI CARICO 1: $V_{sd} = 2432 \text{ kN}$

Si utilizzano barre $\phi 14 \Rightarrow A_s = 153,86 \text{ mm}^2$

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \Rightarrow A_{sw} = \frac{2432 \cdot 10^3 \cdot 300}{0,9 \cdot (3000 - 80) \cdot 391,3} = 709,5 \text{ mm}^2$$

Quindi: $n_{barre} = \frac{709,5}{153,86} = 4,6 \Rightarrow 6 \text{ barre } \phi 14/30 \text{ per un totale di } A_{sw} = 923,16 \text{ mm}^2$

CONDIZIONE DI CARICO 2: $V_{sdy} = 2314 \text{ kN}$

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \Rightarrow A_{sw} = \frac{2314 \cdot 10^3 \cdot 300}{0,9 \cdot (3500 - 80) \cdot 391,3} = 576,4 \text{ mm}^2$$

Quindi: $n_{barre} = \frac{576,4}{153,86} = 3,74 \Rightarrow 5 \text{ barre } \phi 14/30 \text{ per un totale di } A_{sw} = 769,3 \text{ mm}^2$

4.4.2.3.2 Verifica dell' armatura trasversale

VERIFICA PER LA CONDIZIONE DI CARICO 1

$$V_{sd} = 2432 \text{ kN} \quad , N_{Ed} = 12329 \text{ kN}$$

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \vartheta) \cdot \sin \alpha = 0,9 \cdot 2920 \cdot \frac{923,16}{300} \cdot \frac{391,3}{1000} = 3164 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \vartheta)}{(1 + \text{ctg}^2 \vartheta)} = \frac{0,9 \cdot 2920 \cdot 1400 \cdot 1,08 \cdot 7,745}{1000} = 30775 \text{ kN}$$

$$V_{sd} > V_{Rsd} \Rightarrow 2432 > 3164 \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA PER LA CONDIZIONE DI CARICO 2

$$V_{sd} = 2314 \text{ kN} \quad , N_{Ed} = 12326 \text{ kN}$$

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \vartheta) \cdot \sin \alpha = 0,9 \cdot 3420 \cdot \frac{769,3}{300} \cdot \frac{391,3}{1000} = 3088 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \vartheta)}{(1 + \text{ctg}^2 \vartheta)} = \frac{0,9 \cdot 3420 \cdot 1800 \cdot 1,08 \cdot 7,745}{1000} = 46343 \text{ kN}$$

$$V_{sd} > V_{Rsd} \Rightarrow 2314 > 3088 \quad \text{VERIFICATO}$$

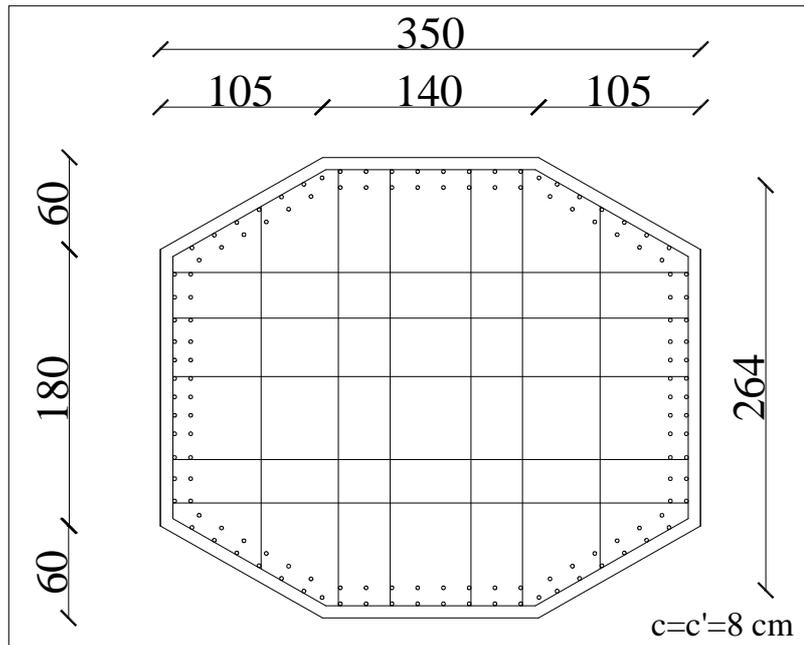


Figura 4.36: disposizione dell' armatura complessiva

4.5 Verifiche sismiche delle travi pulvino

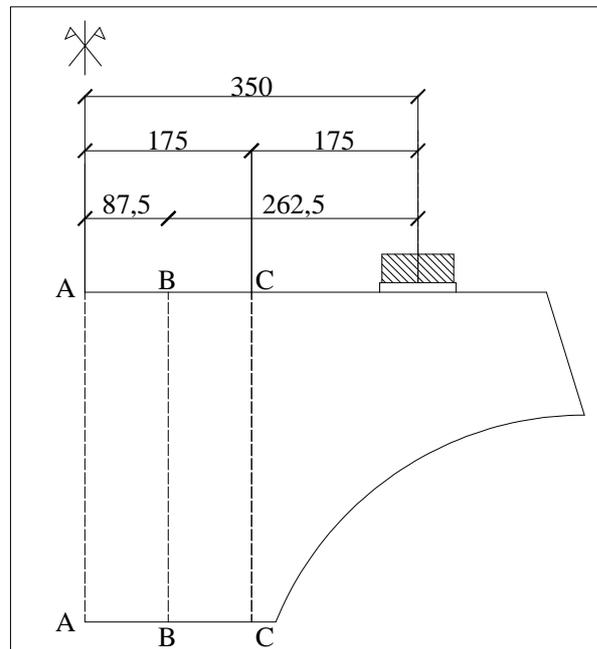


Figura 4.37: caratteristiche geometriche della trave pulvino

Si considera la sezione C-C della pila 2 per il dimensionamento e la verifica. La sezione è stata schematizzata nel modo seguente:

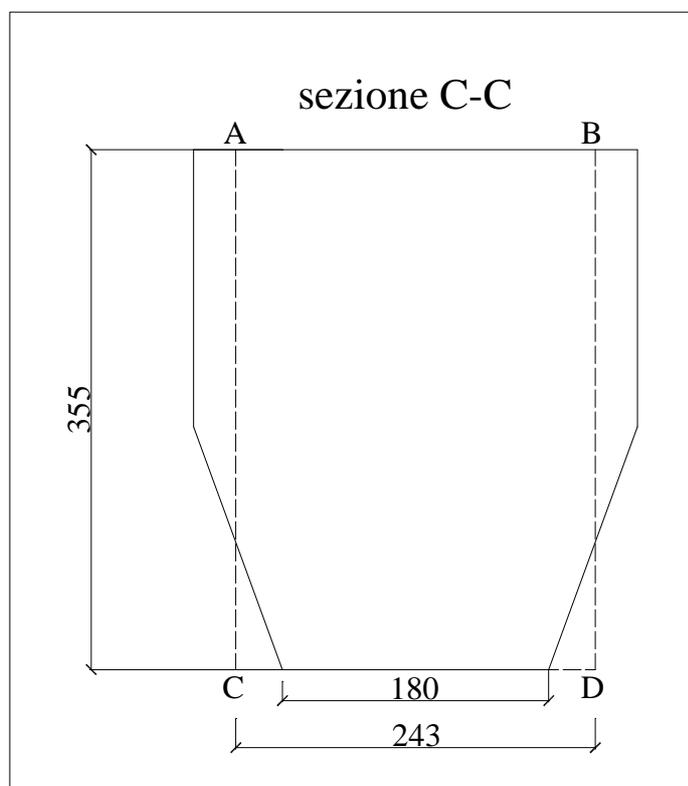


Figura 4.38: schematizzazione della sezione C-C

4.5.1 Sollecitazioni sismiche sulla trave pulvino delle pile 2 e 3

-condizione di carico 1 (si trascurano F_y ed M_y perché di modesta entità)

	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
carichi vert.	0,0	0,0	8200,4	-13694,9	0,0	0,0
sisma X SLV	561,7	166,4	360,0	1312,9	387,5	2097,4
vert.+sisma	561,7	166,4	8560,4	-12382,1	387,5	2097,4
vert.-sisma	-561,7	-166,4	7840,4	-15007,8	-387,5	-2097,4

Tabella 4.19: sollecitazioni per la condizione di carico 1

-condizione di carico 2 (si trascurano F_x rispetto ad F_z , M_y ed M_z rispetto a M_x)

	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
carichi vert.	0,0	0,0	8200,4	-13694,9	0,0	0,0
sisma Y SLV	169,5	554,8	511,7	2114,3	116,3	634,0
vert.+sisma	169,5	554,8	8712,1	-11580,6	116,3	634,0
vert.-sisma	-169,5	-554,8	7688,7	-15809,3	-116,3	-634,0

Tabella 4.20: sollecitazioni per la condizione di carico 2

-condizione di carico 3 (si trascurano F_x, F_y, M_y, M_z)

	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
carichi vert.	0,0	0,0	8200,4	-13694,9	0,0	0,0
sisma Z SLV	168,6	166,4	1136,8	4026,8	116,3	629,6
vert.+sisma	168,6	166,4	9337,2	-9668,1	116,3	629,6
vert.-sisma	-168,6	-166,4	7063,6	-17721,8	-116,3	-629,6

Tabella 4.21: sollecitazioni per la condizione di carico 3

4.5.2 Dimensionamento dell' armatura

L'armatura longitudinale superiore e quella trasversale a taglio è stata calcolata con i carichi statici fattorizzati per la combinazione allo SLU, in quanto è la condizione più gravosa per l'elemento.

Si considera ora $M_z = 2097 \text{ kNm}$ della condizione di carico 1 (sisma X prevalente sugli altri due) al fine di dimensionare l'armatura sulle pareti laterali, necessaria a portare tale sollecitazione.

$$A_s = \frac{2,1 \cdot 10^9}{0,9 \cdot 2350 \cdot 391,3} = 2538 \text{ mm}^2 \text{ armatura minima necessaria}$$

Prevedendo di disporre armature di pelle aventi diametro 14 mm, il numero minimo di barre necessario è 17.

Si adottano $18\phi 14$ per lato verticale.

4.5.3 Sollecitazioni sismiche sulla trave pulvino delle pile 1 e 4

Le sollecitazioni di tipo sismico per la sezione C-C della pila 1 valgono:

-condizione di carico 1 (si trascurano F_y ed M_y perché di modesta entità)

	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
carichi vert.	0,0	0,0	7299,4	-12118,4	0,0	8,3
sisma X SLV	518,9	138,3	283,3	1057,9	401,1	1899,2
vert.+sisma	518,9	138,3	7582,7	-11060,5	401,1	1907,6
vert.-sisma	-518,9	-138,3	7016,1	-13176,3	-401,1	-1890,9

Tabella 4.22: sollecitazioni per la condizione di carico 1

-condizione di carico 2 (si trascurano F_x rispetto ad F_z , M_y ed M_z rispetto a M_x)

	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
carichi vert.	0,0	0,0	7299,4	-12118,4	0,0	8,3
sisma Y SLV	157,0	461,0	473,8	2013,3	120,4	576,5
vert.+sisma	157,0	461,0	7773,2	-10105,1	120,4	584,9
vert.-sisma	-157,0	-461,0	6825,6	-14131,7	-120,4	-568,2

Tabella 4.23: sollecitazioni per la condizione di carico 2

-condizione di carico 3 (si trascurano F_x, F_y, M_y, M_z)

	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
carichi vert.	0,0	0,0	7299,4	-12118,4	0,0	8,3
sisma Z SLV	155,8	138,3	855,2	3048,9	120,3	570,4
vert.+sisma	155,8	138,3	8154,6	-9069,4	120,3	578,7
vert.-sisma	-155,8	-138,3	6444,2	-15167,3	-120,3	-562,1

Tabella 4.24: sollecitazioni per la condizione di carico 3

4.5.4 Dimensionamento dell' armatura

Essendo $M_z = 1907 \text{ kNm}$ (combinazione di carico 1) inferiore a quello utilizzato per il dimensionamento della sezione C-C del pulvino della pila 2, si conclude dicendo che le travi pulvino di tutte e quattro le pile verranno armati allo stesso modo.

4.6 Spostamenti sugli elementi strutturali

4.6.1 Verifiche sugli isolatori elastomerici armati allo SLV

Gli spostamenti sugli isolatori elastomerici armati ottenuti con l'analisi modale a spettro di risposta per la condizione allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita sono riportati nella tabella 4.25

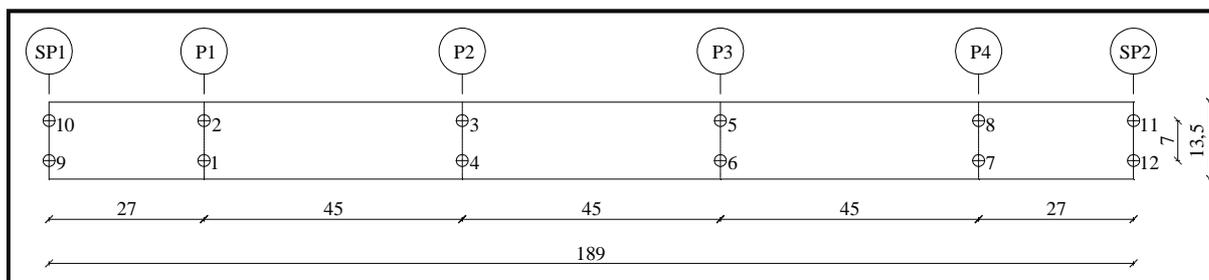


Figura 4.39: disposizione in pianta degli isolatori

Isolatore	carico	Ux	Uy	U totale
		m	m	m
1 pila 1	sisma X SLV	0,136645	0,040055	0,142395
1 pila 1	sisma Y SLV	0,041003	0,133517	0,139671
1 pila 1	sisma Z SLV	0,040997	0,040055	0,057316

2 pila 1	sisma X SLV	0,136645	0,040055	0,142395
2 pila 1	sisma Y SLV	0,041003	0,133517	0,139671
2 pila 1	sisma Z SLV	0,040997	0,040055	0,057316

3 pila 2	sisma X SLV	0,132015	0,041136	0,138276
3 pila 2	sisma Y SLV	0,039606	0,137121	0,142726
3 pila 2	sisma Z SLV	0,039605	0,041137	0,057103

4 pila 2	sisma X SLV	0,132015	0,041136	0,138276
4 pila 2	sisma Y SLV	0,039606	0,137121	0,142726
4 pila 2	sisma Z SLV	0,039605	0,041137	0,057103

5 pila 3	sisma X SLV	0,132015	0,041136	0,138276
5 pila 3	sisma Y SLV	0,039606	0,137121	0,142726
5 pila 3	sisma Z SLV	0,039605	0,041137	0,057103

6 pila 3	sisma X SLV	0,132015	0,041136	0,138276
6 pila 3	sisma Y SLV	0,039606	0,137121	0,142726
6 pila 3	sisma Z SLV	0,039605	0,041137	0,057103

7 pila 4	sisma X SLV	0,136645	0,040055	0,142395
7 pila 4	sisma Y SLV	0,041003	0,133517	0,139671
7 pila 4	sisma Z SLV	0,040997	0,040055	0,057316

8 pila 4	sisma X SLV	0,136645	0,040055	0,142395
8 pila 4	sisma Y SLV	0,041003	0,133517	0,139671
8 pila 4	sisma Z SLV	0,040997	0,040055	0,057316

9 spalla 1	sisma X SLV	0,137533	0,038402	0,142794
9 spalla 1	sisma Y SLV	0,041271	0,128007	0,134496
9 spalla 1	sisma Z SLV	0,041264	0,038402	0,056369

10 spalla 1	sisma X SLV	0,137533	0,038402	0,142794
10 spalla 1	sisma Y SLV	0,041271	0,128007	0,134496
10 spalla 1	sisma Z SLV	0,041264	0,038402	0,056369

11 spalla 2	sisma X SLV	0,137533	0,038402	0,142794
11 spalla 2	sisma Y SLV	0,041271	0,128007	0,134496
11 spalla 2	sisma Z SLV	0,041264	0,038402	0,056369

12 spalla 2	sisma X SLV	0,137533	0,038402	0,142794
12 spalla 2	sisma Y SLV	0,041271	0,128007	0,134496
12 spalla 2	sisma Z SLV	0,041264	0,038402	0,056369

Tabella 4.25: spostamenti sugli isolatori, combinazione SLV

Il massimo spostamento ottenuto con l'analisi strutturale per la combinazione di carico nella quale prevale il sisma agente in direzione longitudinale si ha sui dispositivi 9, 10, 11, 12 (dispositivi delle spalle). Lo spostamento di 0,143 m calcolato, è inferiore a quello massimo ammissibile, pari a 250 m. Si nota che gli spostamenti degli isolatori delle pile 1 e

4 sono molto simili a quelli massimi, mentre gli spostamenti sugli isolatori delle pile 2 e 3 valgono 0,138 m.

Il massimo spostamento per la combinazione di carico nella quale il sisma agente in direzione trasversale è prevalente, si ha sui dispositivi 3, 4, 5, 6 (dispositivi delle pile 2 e 3). Lo spostamento vale 0,143 m ed è inferiore a quello massimo ammissibile di 0,250 m. Gli isolatori che subiscono gli spostamenti inferiori sono quelli in corrispondenza delle spalle, il valore è pari a 0,134 m.

In tabella 4.26 vengono riportate le massime azioni sugli isolatori valutate attraverso la combinazione di carico di: sisma prevalente in direzione verticale + carichi verticali.

isolatore	caso di carico	V KN
1 pila 1	verticale+sisma Z SLV	-3699
2 pila 1	verticale+sisma Z SLV	-3699
3 pila 2	verticale+sisma Z SLV	-4436
4 pila 2	verticale+sisma Z SLV	-4436
5 pila 3	verticale+sisma Z SLV	-4436
6 pila 3	verticale+sisma Z SLV	-4436
7 pila 4	verticale+sisma Z SLV	-3699
8 pila 4	verticale+sisma Z SLV	-3699
9 spalla 1	verticale+sisma Z SLV	-1063
10 spalla 1	verticale+sisma Z SLV	-1063
11 spalla 2	verticale+sisma Z SLV	-1063
12 spalla 2	verticale+sisma Z SLV	-1063

Tabella 4.26: massimo carico sismico sugli isolatori, combinazione SLV

Il massimo carico sismico ammissibile per gli isolatori delle pile 1, 2, 3, 4 vale 9080 kN. Il massimo carico sismico calcolato vale 4436 kN, quindi gli isolatori selezionati riescono a portare il carico verticale sismico senza problemi.

Il massimo carico sismico ammissibile per gli isolatori delle spalle vale 4570 kN, mentre quello calcolato vale 1063 kN: la verifica anche in questo caso è soddisfatta.

4.6.2 Verifiche sugli isolatori elastomerici armati allo SLC

Gli spostamenti sugli isolatori elastomerici armati ottenuti con l'analisi modale a spettro di risposta per la condizione allo Stato Limite di Salvaguardia di Collasso sono riportati nella tabella 4.27.

isolatori	caso di carico	Ux [m]	Uy [m]	somma [m]
1 pila 1	sisma X SLC	0,158	0,046	0,164
1 pila 1	sisma Y SLC	0,047	0,154	0,161
1 pila 1	sisma Z SLC	0,047	0,046	0,066

2 pila 1	sisma X SLC	0,158	0,046	0,164
2 pila 1	sisma Y SLC	0,047	0,154	0,161
2 pila 1	sisma Z SLC	0,047	0,046	0,066

3 pila 2	sisma X SLC	0,152	0,047	0,159
3 pila 2	sisma Y SLC	0,046	0,158	0,165
3 pila 2	sisma Z SLC	0,046	0,047	0,066

4 pila 2	sisma X SLC	0,152	0,047	0,159
4 pila 2	sisma Y SLC	0,046	0,158	0,165
4 pila 2	sisma Z SLC	0,046	0,047	0,066

5 pila 3	sisma X SLC	0,152	0,047	0,159
5 pila 3	sisma Y SLC	0,046	0,158	0,165
5 pila 3	sisma Z SLC	0,046	0,047	0,066

6 pila 3	sisma X SLC	0,152	0,047	0,159
6 pila 3	sisma Y SLC	0,046	0,158	0,165
6 pila 3	sisma Z SLC	0,046	0,047	0,066

7 pila 4	sisma X SLC	0,158	0,046	0,164
7 pila 4	sisma Y SLC	0,047	0,154	0,161
7pila 4	sisma Z SLC	0,047	0,046	0,066

8 pila 4	sisma X SLC	0,158	0,046	0,164
8 pila 4	sisma Y SLC	0,047	0,154	0,161
8 pila 4	sisma Z SLC	0,047	0,046	0,066

9 spalla 1	sisma X SLC	0,159	0,044	0,165
9 spalla 1	sisma Y SLC	0,048	0,148	0,155
9 spalla 1	sisma Z SLC	0,048	0,044	0,065

10 spalla 1	sisma X SLC	0,159	0,044	0,165
10 spalla 1	sisma Y SLC	0,048	0,148	0,155
10 spalla 1	sisma Z SLC	0,048	0,044	0,065

11 spalla 2	sisma X SLC	0,159	0,044	0,165
11 spalla 2	sisma Y SLC	0,048	0,148	0,155
11 spalla 2	sisma Z SLC	0,048	0,044	0,065

12 spalla 2	sisma X SLC	0,159	0,044	0,165
12 spalla 2	sisma Y SLC	0,048	0,148	0,155
12 spalla 2	sisma Z SLC	0,048	0,044	0,065

Tabella 4.27: spostamenti sugli isolatori, combinazione SLC

Il massimo spostamento ottenuto con l'analisi strutturale per la combinazione di carico nella quale prevale il sisma agente in direzione longitudinale si ha sui dispositivi 9, 10, 11, 12 (dispositivi delle spalle). Lo spostamento di 0,165 m calcolato, è inferiore a quello massimo ammissibile, pari a 250 m. Si nota che gli spostamenti degli isolatori delle pile 1 e 4 sono molto simili a quelli massimi, mentre gli spostamenti sugli isolatori delle pile 2 3 valgono 0,159 m.

Il massimo spostamento per la combinazione di carico nella quale il sisma agente in direzione trasversale è prevalente, si ha sui dispositivi 3, 4, 5, 6 (dispositivi delle pile 2 e 3). Lo spostamento vale 0,165 m ed è inferiore a quello massimo ammissibile di 0,250 m.

Gli isolatori che subiscono gli spostamenti inferiori sono quelli in corrispondenza delle spalle, il valore è pari a 0,155 m.

In tabella 4.28 vengono riportate le massime azioni sugli isolatori valutate attraverso la combinazione di carico di: sisma prevalente in direzione verticale + carichi verticali.

Isolatore	caso di carico	V KN
1 pila 1	carichi verticali+sisma vert. SLC	-3958
2 pila 1	carichi verticali+sisma vert. SLC	-3958
3 pila 2	carichi verticali+sisma vert. SLC	-4789
4 pila 2	carichi verticali+sisma vert. SLC	-4789
5 pila 3	carichi verticali+sisma vert. SLC	-4789
6 pila 3	carichi verticali+sisma vert. SLC	-4789
7 pila 4	carichi verticali+sisma vert. SLC	-3958
8 pila 4	carichi verticali+sisma vert. SLC	-3958
9 spalla 1	carichi verticali+sisma vert. SLC	-1199
10 spalla 1	carichi verticali+sisma vert. SLC	-1199
11 spalla 2	carichi verticali+sisma vert. SLC	-1199
12 spalla 2	carichi verticali+sisma vert. SLC	-1199

Tabella 4.28: massimo carico sismico sugli isolatori, combinazione SLC

Il massimo carico sismico ammissibile per gli isolatori delle pile 1, 2, 3, 4 vale 9080 kN. Il massimo carico sismico calcolato vale 4789 kN, quindi gli isolatori selezionati riescono a portare il carico verticale sismico senza problemi.

Il massimo carico sismico ammissibile per gli isolatori delle spalle vale 4570 kN, mentre quello calcolato vale circa 1200 kN: la verifica anche in questo caso è soddisfatta.

4.6.3 Spostamenti dell'impalcato e delle pile allo SLV

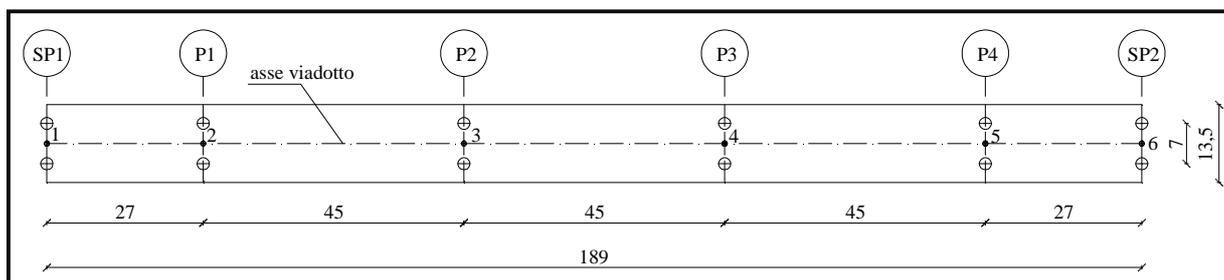


Figura 4.40: nodi di interesse dell'impalcato

Per la combinazione allo SLV gli spostamenti dei nodi 1, 2, 3, 4, 5, 6 dell'impalcato sono riassunti nelle tabelle 4.29 e 4.30.

	Spostamento longitudinale [m]	Spostamento trasversale [m]
Nodo 1	0,1376	0,384
Nodo 2	0,1376	0,404
Nodo 3	0,1376	0,43
Nodo 4	0,1376	0,43
Nodo 5	0,1376	0,404
Nodo 6	0,1376	0,384

Tabella 4.29: spostamenti impalcato, sisma longitudinale prevalente SLV

	Spostamento longitudinale [m]	Spostamento trasversale [m]
Nodo 1	0,0413	0,128
Nodo 2	0,0413	0,1348
Nodo 3	0,0413	0,1427
Nodo 4	0,0413	0,1427
Nodo 5	0,0413	0,1348
Nodo 6	0,1376	0,128

Tabella 4.30: spostamenti impalcato, sisma trasversale prevalente SLV

Gli spostamenti in sommità delle pile sono riassunti nelle tabelle 4.31 e 4.32.

	Spostamento longitudinale [m]	Spostamento trasversale [m]
Pila 1	0,001	0,0002
Pila 2	0,0123	0,0022
Pila 3	0,0123	0,0022
Pila 4	0,001	0,0002

Tabella 4.31: spostamenti nodi in sommità delle pile, sisma longitudinale prevalente SLV

	Spostamento longitudinale [m]	Spostamento trasversale [m]
Pila 1	0,0003	0,0007
Pila 2	0,0037	0,0075
Pila 3	0,0037	0,0075
Pila 4	0,0003	0,0007

Tabella 4.32: spostamenti nodi in sommità delle pile, sisma trasversale prevalente SLV

4.6.4 Spostamenti dell'impalcato e delle pile allo SLC

Per la combinazione allo SLC gli spostamenti dei nodi 1, 2, 3, 4, 5, 6 dell'impalcato sono riassunti nelle tabelle 4.33 e 4.34.

	Spostamento longitudinale [m]	Spostamento trasversale [m]
Nodo 1	0,1587	0,0443
Nodo 2	0,1587	0,0466
Nodo 3	0,1587	0,0494
Nodo 4	0,1587	0,0494
Nodo 5	0,1587	0,0466
Nodo 6	0,1587	0,0443

Tabella 4.33: spostamenti impalcato, sisma longitudinale prevalente SLC

	Spostamento longitudinale [m]	Spostamento trasversale [m]
Nodo 1	0,0476	0,1477
Nodo 2	0,0476	0,1555
Nodo 3	0,0476	0,1646
Nodo 4	0,0476	0,1646
Nodo 5	0,0476	0,1555
Nodo 6	0,0476	0,1477

Tabella 4.34: spostamenti impalcato, sisma trasversale prevalente SLC

Gli spostamenti in sommità delle pile sono riassunti nelle tabelle 4.35 e 4.36.

	Spostamento longitudinale [m]	Spostamento trasversale [m]
Pila 1	0,0011	0,0002
Pila 2	0,014	0,0023
Pila 3	0,014	0,0023
Pila 4	0,0011	0,0002

Tabella 4.35: spostamenti nodi in sommità delle pile, sisma longitudinale prevalente SLC

	Spostamento longitudinale [m]	Spostamento trasversale [m]
Pila 1	0,0003	0,0008
Pila 2	0,0042	0,0085
Pila 3	0,0042	0,0085
Pila 4	0,0003	0,0008

Tabella 4.36: spostamenti nodi in sommità delle pile, sisma trasversale prevalente SLC

5 Analisi sismica mediante l' approccio agli spostamenti

DDBD

5.6 Introduzione

I terremoti inducono forze e spostamenti in una struttura. Per sistemi elastici questi sono direttamente correlati alla rigidità del sistema, ma per strutture che rispondono in campo plastico, la risposta strutturale dipende dall'evoluzione degli spostamenti durante l'evento sismico.

E' stato riconosciuto che lo sforzo ha un'importanza inferiore quando si considerano azioni sismiche; nella pratica corrente si progettano strutture per forze che sono inferiori a quelle elastiche per attingere alla loro capacità di deformarsi in campo plastico e permettere il raggiungimento dello spostamento richiesto dal sisma senza cali la tensione (fattore di riduzione delle forze e duttilità). Questo implica danneggiamento ma non collasso.

5.7 Principi di progettazione basati sul Force Based Design

La procedura di progettazione classica basata sulle forze segue la seguente sequenza di operazioni.

1. Devono essere valutate la geometria e le dimensioni degli elementi strutturali, in molti casi la geometria è stata ricavata con un dimensionamento di tipo statico
2. Deve essere stimata la rigidità degli elementi in gioco; in molti casi viene utilizzata la sezione non fessurata, mentre in altri viene considerata una rigidità fessurata per tener conto del fatto che la sezione si fessura.
3. Si calcola il periodo della struttura basandosi sulla rigidità degli elementi. Per una

struttura ad un grado di libertà, il periodo fondamentale è dato da $T = 2\pi\sqrt{\frac{M_e}{K}}$,

dove con M_e si intende la massa sismica (normalmente si considera la massa totale)

4. Le forze laterali sono calcolate a partire dal periodo calcolato in base alla rigidità. Il taglio alla base per una struttura che risponde elasticamente al sisma vale

$$V_{base} = C_T g M_e$$

5. Viene scelto il valore del fattore di riduzione delle forze R_μ ; generalmente si tratta di un valore specificato dalla normativa e non di una scelta progettuale, sebbene il progettista possa decidere di usare un valore inferiore a quello specificato.
6. il taglio alla base di progetto vale quindi $V_{design} = \frac{V_{base}}{R_\mu}$. Viene poi redistribuito sui diversi elementi resistenti alle forze laterali (pilastri e muri) in maniera proporzionale alla loro rigidezza.
7. La struttura viene analizzata sotto il vettore delle forze orizzontali così ricavate e si determinano le potenziali posizioni in cui si potrebbero sviluppare le cerniere plastiche. In sostanza la progettazione della struttura dipende esclusivamente dalla rigidezza della struttura.
8. Si esegue il progetto delle sezioni critiche (cerniere plastiche).
9. Si confrontano i massimi spostamenti ottenibili con quelli presenti nelle varie normative.
10. Se gli spostamenti sono soddisfacenti, l'ultimo passo della progettazione consiste nel progettare gli elementi in cui non si sviluppano le cerniere plastiche. Questa procedura è conosciuta come CAPACITY DESIGN.

Osservazioni

Il problema fondamentale con la progettazione basata sulle forze, in particolare quando applicata a strutture in cemento armato e muratura, è legato al valore della rigidezza. La rigidezza di un elemento è calcolata a partire dalla sezione interamente reagente oppure considerando gli effetti della fessurazione.

La rigidezza degli elementi è tradizionalmente assunta in maniera indipendente dallo sforzo applicato; la rigidezza a flessione di un elemento, ad esempio, può essere determinata dalla relazione tra momento e curvatura data dall'equazione:

$$EJ = \frac{M_N}{\chi_y}$$

dove:

M_N è il momento di snervamento della sezione (ipotizzando un diagramma momento – curvatura bilineare);

χ_y è la curvatura di snervamento della sezione.

L'ipotesi che la rigidezza flessionale sugli elementi sia costante implica che la curvatura di snervamento sia direttamente proporzionale allo sforzo flessionale applicato come mostrato in figura 5.1.

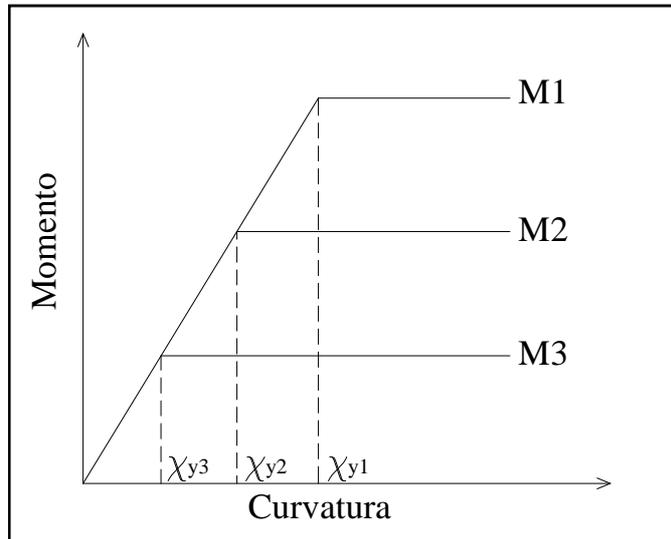


Figura 5.1: diagramma Momento-Curvatura secondo il FBD

Dettagliate analisi ed evidenze sperimentali hanno dimostrato che questa ipotesi non è vera e che la curvatura al limite di snervamento è essenzialmente indipendente dallo sforzo per una data sezione, come mostrato in figura.

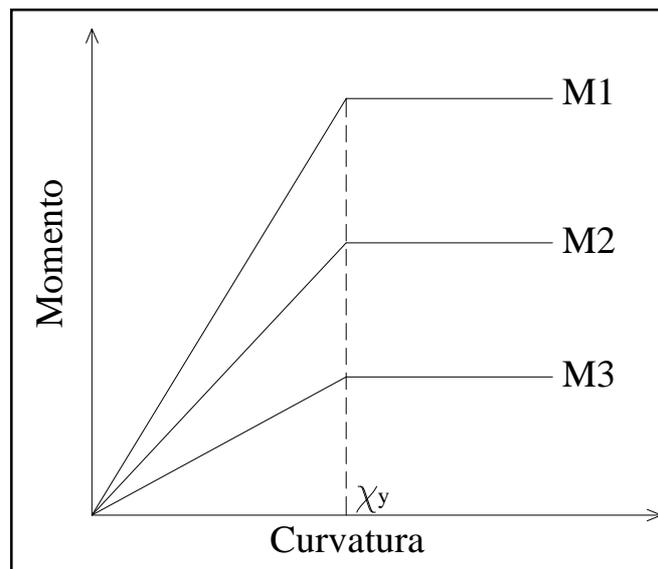


Figura 5.2: diagramma Momento-Curvatura secondo il DDBD

Di conseguenza non è possibile effettuare una buona stima del periodo e della distribuzione degli sforzi prima di determinare gli sforzi stessi.

E' difficile inoltre, dato un diagramma forza-spostamento, stabilire con precisione la definizione dello spostamento di snervamento e di quello ultimo. Tipicamente si assume che lo spostamento di snervamento sia da 1,8 a 4 volte lo spostamento che si ottiene considerando la rigidezza tangente del materiale. Anche per quanto riguarda lo spostamento ultimo ci sono una serie di incertezze su quale valore considerare: spostamento che corrisponde al massimo valore di forza, spostamento che corrisponde alla rottura dei rinforzi trasversali, spostamento che corrisponde al collasso imminente. Questo porta a dire che c'è difficoltà anche nello stimare quale possa essere l'effettiva duttilità della struttura μ .

Riassumendo:

1. La progettazione basata sulle forze si basa sulla stima della rigidezza iniziale per determinare il periodo e la distribuzione delle forze di progetto tra gli elementi strutturali. Poiché la rigidezza è dipendente dallo sforzo agente sugli elementi, questa in realtà non può essere valutata fino a che il processo di progettazione non è concluso.
2. Attribuire forze sismiche sugli elementi basandosi sulla rigidezza iniziale è illogico per molti tipi di strutture, perché si fa l'ipotesi che i diversi elementi giungano a snervamento simultaneamente.
3. La progettazione basata sulle forze si basa sull'ipotesi che sia sufficiente un unico fattore di riduzione delle forze per una data struttura realizzata con un certo materiale.

5.8 Progettazione basata sugli spostamenti

La procedura di progettazione conosciuta come Direct Displacement-Based Design (DDBD) è stata sviluppata negli ultimi dieci anni con l'intento di mitigare le criticità emerse con l'approccio basato sulle forze.

La differenza fondamentale rispetto al Force-Based Design sta nel fatto che il DDBD schematizza la struttura reale come una struttura ad un grado di libertà (SDOF) nelle condizioni di massimo spostamento raggiungibile attraverso una rigidezza secante

piuttosto che tramite la rigidezza iniziale. Questo procedimento è basato quindi sulla ricerca di una struttura equivalente.

La filosofia di fondo che sta dietro a questo approccio progettuale sta nel fatto di progettare una struttura che deve raggiungere una certa performance di spostamento sotto un dato input sismico di progetto. La procedura di progettazione determina lo sforzo richiesto alla determinata cerniera plastica al fine di raggiungere lo spostamento di progetto. E' necessario poi combinare questa procedura con quella del capacity design, per fare in modo che la formazione della cerniera plastica avvenga esattamente nella sezione desiderata impedendo in questo modo rotture di tipo fragile.

Il metodo di progettazione è illustrato facendo riferimento alla figura 5.3.

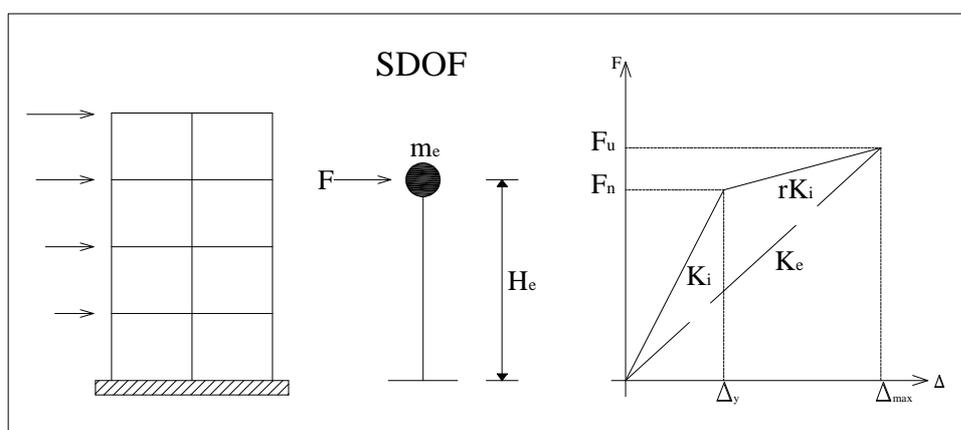


Figura 5.3: diagramma Momento-Curvatura secondo il DDBD

Si considera una struttura a telaio (benché la procedura possa essere applicata a tutte le tipologie strutturali). Il diagramma forza-spostamento bilineare indica la risposta della struttura soggetta al vettore dei carichi orizzontali. Il diagramma è caratterizzato da una rigidezza iniziale K_i fino al limite di snervamento, da una rigidezza rK_i dopo tale limite.

Mentre la progettazione basata sulle forze caratterizza la struttura attraverso i parametri che precedono lo snervamento (K_i , smorzamento elastico), il DDBD caratterizza la struttura attraverso la rigidezza secante K_e corrispondente al massimo spostamento Δ_{max} e allo smorzamento viscoso equivalente ξ effettivo, rappresentativo dello smorzamento elastico e di quello isteretico.

Determinato il massimo spostamento ed il corrispondente smorzamento, si ricava il periodo di vibrazione della struttura equivalente ad un grado di libertà T_e , entrando nello

spettro di risposta agli spostamenti. La rigidità secante viene quindi calcolata attraverso la seguente formula:

$$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2}$$

in cui m_e è la massa effettiva partecipante nel modo di vibrazione fondamentale. Il taglio alla base complessivamente agente sulla struttura si calcola attraverso

$$V_{base} = K_e \cdot \Delta_d$$

Concettualmente l'approccio del metodo è molto semplice, la difficoltà risiede nell'individuare la struttura sostitutiva, nella determinazione dello spostamento di progetto e nel ricavare lo spettro di progetto.

La formulazione del metodo DDBD descritta definisce il fattore di riduzione dello spettro senza considerare la particolare modalità di dissipazione dell'energia da parte della struttura, prendendo in considerazione solo la quantità di energia dissipata.

5.3.1 Strutture ad un grado di libertà

5.3.1.1 Calcolo dello spostamento di progetto

Lo spostamento di progetto dipende dallo stato limite considerato.

Per prima cosa è necessario calcolare lo spostamento al limite di snervamento della struttura ad un grado di libertà. Risultati analitici hanno dimostrato che la curvatura di snervamento è essenzialmente indipendente dalla quantità di armatura e dal carico assiale presente, bensì è una funzione della deformazione di snervamento e delle dimensioni geometriche della sezione.

Attraverso estese ricerche sperimentali è stato possibile definire la curvatura di snervamento per una data sezione con buona approssimazione, mediante le seguenti relazioni:

$$\chi_y = 2,25 \frac{\varepsilon_y}{D} \quad \text{per colonne circolari in c.a.}$$

$$\chi_y = 2,10 \frac{\varepsilon_y}{H_c} \quad \text{per colonne rettangolari in c.a.}$$

dove:

ε_y è la deformazione di snervamento delle barre longitudinali, essendo $\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$;

D è il diametro della sezione circolare della colonna;

H_c è l'altezza della sezione rettangolare della colonna.

Queste relazioni forniscono la curvatura di snervamento approssimando il diagramma momento – curvatura in modo bilineare.

Per una mensola verticale SDOF, schema statico che potrebbe rappresentare la pila di un ponte, lo spostamento al limite di snervamento è dato da:

$$\Delta_y = \frac{\chi_y \cdot (H + L_{sp})^2}{3}$$

L_{sp} (strain penetration length) è la lunghezza all'interno della fondazione oltre la quale la curvatura può essere considerata costante ed uguale alla curvatura di base della colonna.

$$L_{sp} = 0,022 \cdot f_{ye} \cdot d_{bl}$$

in cui d_{bl} è il diametro delle barre longitudinali .

Lo spostamento di progetto Δ_d è dato dal contributo dello spostamento elastico sommato al contributo legato alla rotazione della cerniera plastica.

Per una mensola incastrata alla base, la relazione vale

$$\Delta_d = \Delta_y + \Delta_p = \frac{\chi_y \cdot (H + L_{sp})^2}{3} + (\chi_u - \chi_y) \cdot L_p \cdot H$$

La lunghezza della cerniera plastica può essere stimata attraverso:

$$L_p = k \cdot L_c + L_{sp} \geq 2L_{sp}$$

dove L_c è la distanza della sezione critica rispetto a quella in cui si annulla il momento flettente e k è un coefficiente che può essere valutato attraverso :

$$k = 0,2 \cdot \left(\frac{f_u}{f_y} - 1 \right) \leq 0,08$$

5.3.1.2 Calcolo dello smorzamento viscoso e del fattore di riduzione dello spettro elastico

La procedura di progettazione richiede una relazione tra la duttilità in termini di spostamento e lo smorzamento viscoso equivalente. Lo smorzamento è la somma di quello elastico e di quello isteretico:

$$\xi_{eq} = \xi_{el} + \xi_{isteretico}$$

dove $\xi_{isteretico}$ dipende dalle caratteristiche di dissipazione isteretiche della struttura. Normalmente per strutture in cemento armato il coefficiente di smorzamento elastico vale 0,05.

Lo smorzamento isteretico equivalente si calcola valutando l'energia assorbita dal sistema in un ciclo di carico-scarico per un dato livello di spostamento:

$$\xi_{isteretico} = \frac{A_h}{2\pi \cdot F_m \cdot \Delta_m}$$

Nell'equazione sopra riportata A_h è l'area racchiusa dal ciclo di carico-scarico, F_m e Δ_m sono rispettivamente la massima forza ed il massimo spostamento raggiunti nel ciclo.

Bisogna notare che tale formulazione è in accordo con l'idea di considerare la rigidità secante K_e in corrispondenza dello spostamento massimo.

La formula, valida per ponti e muri di cemento armato, che si utilizza nel metodo DDBD per calcolare lo smorzamento viscoso equivalente ξ_{eq} è:

$$\xi_{eq} = 0,05 + 0,444 \cdot \left(\frac{\mu - 1}{\mu\pi} \right)$$

Dove μ rappresenta la duttilità calcolata in termini di spostamento.

Gli spettri elastici calcolati per gli spostamenti vengono così ridotti del fattore di riduzione:

$$R_\mu = \left(\frac{0,02}{0,05 + \xi_{eq}} \right)^{0,5}$$

5.3.2 Strutture a più gradi di libertà (MDOF)

Per strutture a più gradi di libertà la parte iniziale del processo richiede la determinazione delle caratteristiche della struttura SDOF equivalente. I parametri che devono essere calcolati sono la massa equivalente, lo spostamento di progetto e l'effettivo smorzamento. Quando questi valori sono stati determinati, può essere calcolato il taglio alla base e potrà essere ripartito tra gli elementi strutturali della struttura reale.

5.3.2.1 Calcolo dello spostamento di progetto

Le caratteristiche dello spostamento di progetto della struttura equivalente dipendono dallo stato limite considerato o dallo spostamento limite consentito dall'elemento strutturale che si trova nelle condizioni più critiche.

Il profilo degli spostamenti che si assume, corrisponde alla deformata del primo modo inelastico di vibrare. E' necessario prendere in considerazione la deformata associata ai modi inelastici di vibrare, poichè il metodo utilizza la rigidità secante e non quella elastica. Nella realtà il primo modo di vibrare elastico e inelastico sono molto simili.

Lo spostamento di progetto si calcola come:

$$\Delta_d = \frac{\sum_i^n (m_i \cdot \Delta_i^2)}{\sum_i^n (m_i \cdot \Delta_i)}$$

dove m_i e Δ_i sono le masse e gli spostamenti associati agli n gradi di libertà considerati.

La massa effettiva che partecipa al primo modo inelastico di vibrare può essere espressa come:

$$m_e = \frac{\sum_i^n (m_i \cdot \Delta_i)}{\Delta_d}$$

dove Δ_d rappresenta lo spostamento di design.

5.3.2.2 Calcolo dello smorzamento equivalente viscoso

Nel caso più generale possibile, in cui contribuiscono alla risposta sismica elementi strutturali aventi diversi sforzi e fattori di smorzamento, lo smorzamento può essere ricavato pesando l'energia dissipata da ciascuno di essi.

$$\xi_{eq} = \frac{\sum_{j=1}^m (V_j \cdot \Delta_j \cdot \xi_j)}{\sum_{j=1}^m V_j \cdot \Delta_j}$$

Dove V_j , Δ_j , ξ_j sono rispettivamente il carico gravante sul j-esimo grado di libertà, lo spostamento del j-esimo grado di libertà ed il coefficiente di smorzamento.

5.3.2.3 Distribuzione del taglio alla base sugli elementi strutturali

Il taglio alla base deve essere distribuito sulle masse concentrate nei gradi di libertà della struttura. Infatti questo viene ripartito in funzione delle masse associate all' i-esimo grado di libertà e del corrispondente spostamento, attraverso la seguente relazione:

$$F_i = V_{base} \cdot \frac{(m_i \cdot \Delta_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \cdot \Delta_i)}$$

5.3.3 Strutture isolate

5.3.3.1 Definizione dello spostamento di progetto

Il primo passo per l' applicazione del metodo DDBD ad una struttura isolata è la definizione dello spostamento di progetto Δ_d . Questo spostamento è dato dalla somma dello spostamento consentito alla struttura isolata (80% - 90% dello spostamento di snervamento) e dallo spostamento richiesto al sistema di isolamento:

$$\Delta_d = \Delta_{d, struttura} + \Delta_{d, isolamento}$$

Lo spostamento di progetto, in generale, dipende dalla geometria della struttura; in particolare, il suo valore dovrà essere tale da non danneggiare i servizi e le strutture presenti nell' intorno del sistema.

5.3.3.2 Definizione dello smorzamento viscoso equivalente

Una volta definito lo spostamento di design, è possibile determinare il valore dello smorzamento viscoso del sistema equivalente. Imponendo che la deformazione della struttura sia solo di tipo elastico, il coefficiente di smorzamento $\xi_{struttura}$ viene assunto pari a 0,05. Per il sistema di isolamento si assume un coefficiente di smorzamento che varia in funzione delle caratteristiche del sistema stesso. In particolare, per sistemi HDRB (High Damping Rubber Bearing), si assume che ξ vari tra il 10% e il 20%. Lo smorzamento viscoso equivalente del sistema si calcola attraverso:

$$\xi_{eq} = \frac{\xi_{struttura} \cdot \Delta_{d, struttura} + \xi_{is} \cdot \Delta_{d, isolamento}}{\Delta_d}$$

Se gli spostamenti della struttura sono grandi rispetto a quelli del sistema di isolamento, gli effetti della riduzione dell' energia del sistema di isolamento saranno significativamente ridotti.

5.3.3.3 Definizione della massa e della rigidità equivalente

La massa equivalente può essere calcolata utilizzando la seguente relazione:

$$m_{eq} = \frac{\sum_j m_j \cdot \Delta_j}{\Delta_d}$$

dove:

m_j e Δ_j sono rispettivamente la massa e lo spostamento di ogni grado di libertà del sistema.

Entrando nello spettro di risposta con lo spostamento di progetto, si ricava il periodo di vibrazione della struttura equivalente e la rigidità equivalente verrà calcolata attraverso:

$$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2}$$

5.3.3.4 Definizione del taglio alla base e progetto del sistema di isolamento

Il taglio alla base viene calcolato attraverso l'equazione:

$$V_b = K_e \cdot \Delta_d$$

Il sistema di isolamento verrà progettato considerando il peso totale della struttura, il taglio che deve essere in grado di portare e, di conseguenza, la sua rigidità.

5.3.3.5 Distribuzione del taglio alla base e progetto della struttura

Il taglio alla base può essere distribuito sui vari elementi strutturali mediante un criterio di ripartizione basato sul peso che grava su ciascun elemento:

$$V_i = V_b \frac{m_i}{\sum m_i}$$

5.3.4 Ponti

La filosofia progettuale della procedura proposta si basa sul requisito generale che la piena funzionalità del ponte deve essere mantenuta anche dopo il terremoto di progetto, in modo che non vi sia la necessità di ridurre il traffico, né di effettuare qualsiasi tipo di riparazione. Si può ritenere che il ponte sia in grado di soddisfare questo requisito generale di progetto se le pile rimangono in campo elastico ed i sistemi d'isolamento non superano, con un adeguato margine di sicurezza, la loro capacità di spostamento ultima e lo spazio tra i differenti elementi strutturali risulta compatibile con gli spostamenti causati dall'azione sismica di progetto, sia in direzione longitudinale che trasversale.

L'uso dell'isolamento sismico come tecnica di protezione sismica consente un'ulteriore e importantissima ipotesi di progetto: la risposta sismica dell'intero impalcato in direzione trasversale è caratterizzata da una traslazione uniforme.

I parametri fondamentali della procedura DDBD sono rappresentati dallo spostamento massimo di progetto Δ_d dell'impalcato, in generale diverso in direzione longitudinale e

trasversale e dallo spostamento di snervamento della pila critica. Questi parametri devono essere stimati dal progettista sulla base di considerazioni preliminari, tenendo conto del tipo di sistema d'isolamento presente e dal livello di intensità sismica.

Si osserva che se lo spostamento di snervamento di tutte le pile supera il valore massimo letto sullo spettro degli spostamenti valutato per lo stato limite di interesse, non ha senso progettare un sistema di isolamento, perchè la struttura sarebbe già in grado di rispondere in maniera elastica alla sollecitazione sismica.

5.3.4.1 Definizione dello spostamento di progetto

Lo spostamento di progetto Δ_d dell' impalcato deve essere compatibile con i sistemi di ritegno presenti sulle spalle e sulle pile, in modo da non provocare alcun danneggiamento sugli elementi strutturali e sugli impianti.

Si assume che lo spostamento massimo consentito alle pile $\Delta_{y,pila,i}$ sia quello corrispondente all' 80% dello spostamento di snervamento. Lo spostamento richiesto agli isolatori deve essere pari a:

$$\Delta_{is,i} = \Delta_d - \Delta_{y,pila,i}$$

Per garantire uno spostamento uniforme dell' impalcato sia in direzione longitudinale che trasversale, si impone che lo spostamento di ogni sistema pila e isolatore sia lo stesso. Lo spostamento richiesto sull' isolatore si determina in base allo spostamento di snervamento di ogni pila; di conseguenza, in generale, lo spostamento relativo ad ogni isolatore sarà diverso.

5.3.4.2 Definizione dello smorzamento del sistema equivalente

Si calcola inizialmente il coefficiente di smorzamento del sistema composto da pila e isolatore, attraverso la relazione:

$$\xi_{p,is} = \frac{\xi_{is} \cdot \Delta_{is,i} + \xi_{pila} \cdot \Delta_{y,pila,i}}{\Delta_d}$$

Per calcolare lo smorzamento del sistema equivalente, è necessario stabilire un criterio di ripartizione del taglio sulle pile. Si può pensare di ripartire il taglio in maniera inversamente proporzionale all' altezza di ciascuna pila i modo che risulti lo stesso

momento alla base di ogni colonna, oppure in maniera direttamente proporzionale al peso che grava su ogni pila. Ipotizzando di ripartire il taglio in funzione dei carichi, lo smorzamento del sistema può essere calcolato attraverso la seguente relazione:

$$\xi_{eq} = \frac{\sum_j m_j \cdot \xi_{p,is}}{\sum_j m_j}$$

dove:

m_j rappresenta la massa che grava sul j-esimo sistema pila + isolatore.

Attraverso ξ_{eq} è possibile calcolare il fattore di riduzione R_ξ dello spettro al 5%.

$$R_\xi = \left(\frac{0,07}{0,02 + \xi_{eq}} \right)^{0,5}$$

5.3.4.3 Definizione della massa del sistema equivalente

Per un sistema isolato la massa del sistema equivalente viene calcolata attraverso la seguente relazione:

$$m_{eq} = \frac{\sum_j m_j \cdot \Delta_j}{\Delta_d}$$

In questo caso lo spostamento di ogni grado di libertà corrisponde a quello di progetto, quindi la massa del sistema equivalente si calcola come:

$$m_{eq} = \sum_j m_j$$

5.3.4.4 Definizione della rigidezza equivalente del taglio alla base

Entrando nella spettro degli spostamenti con il valore di progetto dello spostamento Δ_d si ricava il periodo di vibrazione della struttura equivalente T_{eq} . Quindi è possibile ricavare il valore della rigidezza del sistema equivalente K_e . Il taglio totale alla base del sistema di isolamento si calcola nel modo seguente:

$$V_{base} = K_e \cdot \Delta_d$$

5.3.4.5 Distribuzione del taglio alla base e progetto della struttura

Il taglio alla base viene ripartito sulle pile in maniera proporzionale al peso gravante sulle pile, secondo l' equazione:

$$V_{pila,i} = V_{base} \frac{m_j}{\sum_j m_j}$$

La pila e l' isolatore costituiscono un sistema in serie, quindi il taglio calcolato per le pile sarà uguale al taglio sull' isolatore.

5.3.4.6 Progetto del sistema di isolamento

In base al taglio $V_{pila,i}$ e allo ξ_{is} assunto, si calcola la rigidezza secante $K_{is,i}$ relativa all' isolatore.

$$K_{is,i} = \frac{V_{pila,i}}{\Delta_{is,i}}$$

5.9 Applicazione numerica sul ponte in esame

Il metodo DDBD sopra illustrato, viene applicato alla struttura da ponte precedentemente analizzata con un metodo di progettazione standard. Si andranno a ricavare le rigidezze degli isolatori in modo tale da garantire uno spostamento di progetto di 20 cm, affinché l'impalcato trasli rigidamente in direzione trasversale e longitudinale.

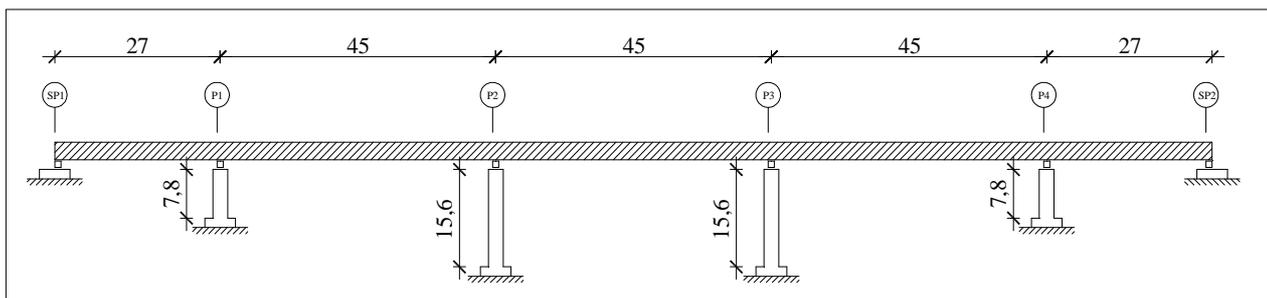


Figura 5.4: vista longitudinale del ponte

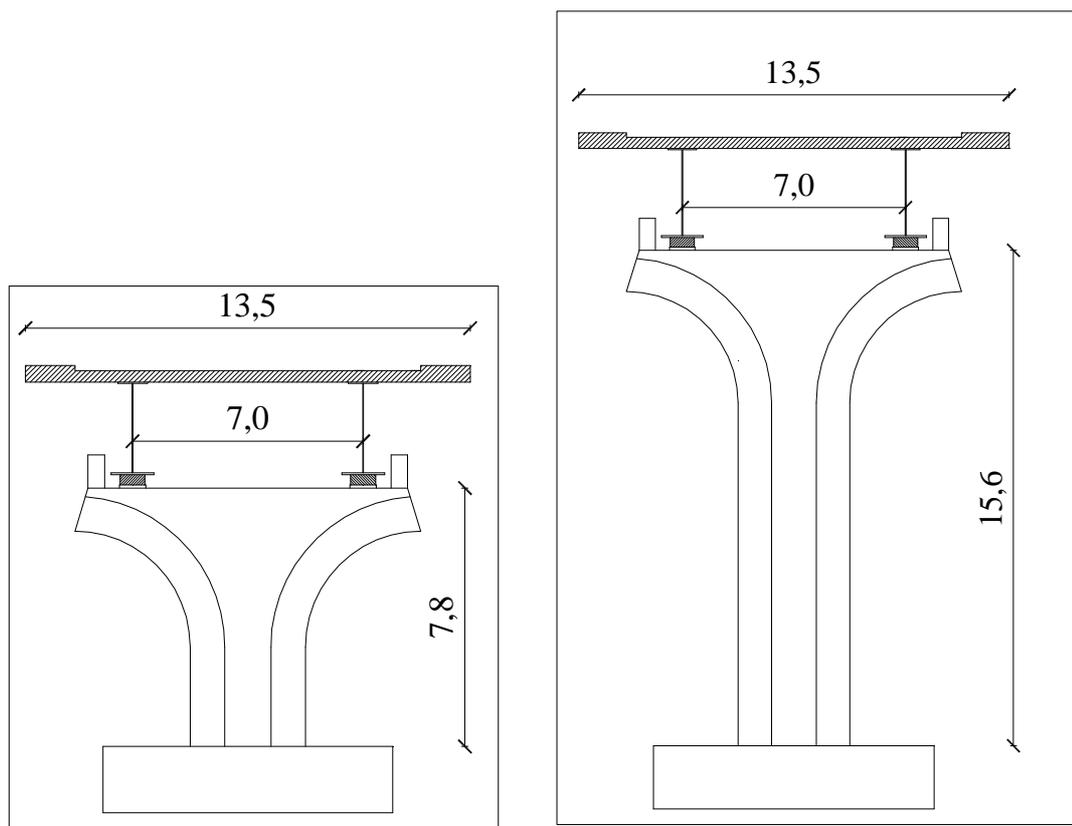


Figura 5.5: caratteristiche geometriche delle pile

5.4.1 Analisi in direzione longitudinale

1) Calcolo degli spostamenti di snervamento delle pile

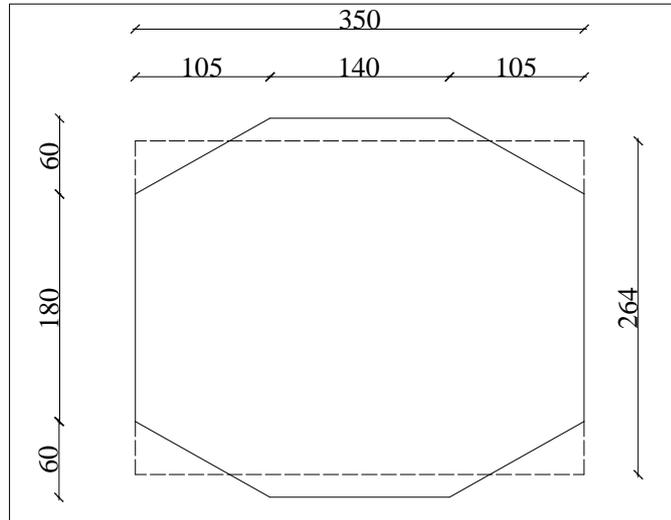


Figura 5.6: schematizzazione della sezione di base delle pile

Per sezioni rettangolari si può assumere che la curvatura di snervamento vale

$$\chi_y = 2,10 \cdot \frac{\varepsilon_y}{h_c}$$

Dove:

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} \text{ dell' acciaio utilizzato (B450C, } f_y = 450 \text{ MPa)}$$

h_c è l'altezza della sezione nella direzione d'interesse, in questo caso pari a 264 cm.

Si calcola il valore della curvatura di snervamento per il caso in esame:

$$\chi_y = 2,10 \cdot \frac{450}{210000 \cdot 2,64} = 0,0017 \frac{1}{m}$$

E' necessario inoltre calcolare la lunghezza di penetrazione L_{sp} (strain penetration length) della deformazione all'interno della fondazione.

Per la pila 1 e 4 si utilizzano barre $\phi 24$, quindi

$$L_{sp} = 0,022 \cdot 450 \cdot 24 = 237,6 \text{ mm}$$

Per le pile 2 e 3 si utilizzano barre $\phi 26$, quindi

$$L_{sp} = 0,022 \cdot 450 \cdot 26 = 257,4 \text{ mm}$$

A questo punto è possibile calcolare lo spostamento di snervamento in sommità delle quattro pile:

$$\Delta_y = \frac{\chi_y \cdot (H + L_{sp})^2}{3}$$

poiché lo schema strutturale in esame è quello di una mensola incastrata alla base.

Quindi:

$$\textbf{PILE 1, 4} \quad \Delta_y = \frac{0,0017 \cdot (7,80 + 0,2376)^2}{3} = 0,0366 \text{ m}$$

$$\textbf{PILE 2, 3} \quad \Delta_y = \frac{0,0017 \cdot (15,6 + 0,2574)^2}{3} = 0,142 \text{ m}$$

Si considerano ora i carichi permanenti portati e non, gravanti sulle pile.

8. Peso proprio di tutta la struttura metallica.....	20	$\frac{kN}{m}$
9. Peso del travetto rompitratta.....	1	$\frac{kN}{m}$
10. controventamenti reticolari.....		
2,3		$\frac{kN}{m}$
11. controventamenti di piano.....	2,4	$\frac{kN}{m}$
12. soletta in c.a.	129,4	$\frac{kN}{m}$
13. carichi propri non strutturali.....		
5		$\frac{kN}{m}$
	TOTALE:	160
		$\frac{kN}{m}$

Il peso delle pile viene di seguito calcolato.

PILE 1, 4

Peso della trave pulvino (uguale per entrambe le pile)

$$P_{pulsino} = 740 \text{ kN}$$

$$P_{fusto} = 2,64 \cdot 3,50 \cdot 7,80 \cdot 25 = 1802 \text{ kN}$$

Quindi, volendo trovare il carico al metro lineare della pila, si ha:

$$P_{totale} = \frac{740+1802}{7,8} = 326 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

PILE 2, 3

Peso della trave pulsino

$$P_{pulsino} = 740 \text{ kN}$$

$$P_{fusto} = 2,64 \cdot 3,50 \cdot 15,60 \cdot 25 = 3604 \text{ kN}$$

Quindi, volendo trovare il carico al metro lineare della pila, si ha:

$$P_{totale} = \frac{740+3604}{15,60} = 278,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Si calcolano ora i carichi gravanti sulle spalle e sulle pile per aree d'influenza.

CARICO GRAVANTE SULLE SPALLE

$$P_{spalle} = 160 \cdot 13,50 = 2160 \text{ kN}$$

CARICO GRAVANTE SULLE PILE 1 E 4

$$P_{pile\ 1,\ 4} = (160 \cdot 36) + \left(326 \cdot \frac{7,80}{3} \right) = 6608 \text{ kN}$$

CARICO GRAVANTE SULLE PILE 2 E 3

$$P_{pile\ 2,\ 3} = (160 \cdot 45) + \left(278,5 \cdot \frac{15,60}{3} \right) = 8645,6 \text{ kN}$$

5.4.1.1 Spostamento di progetto

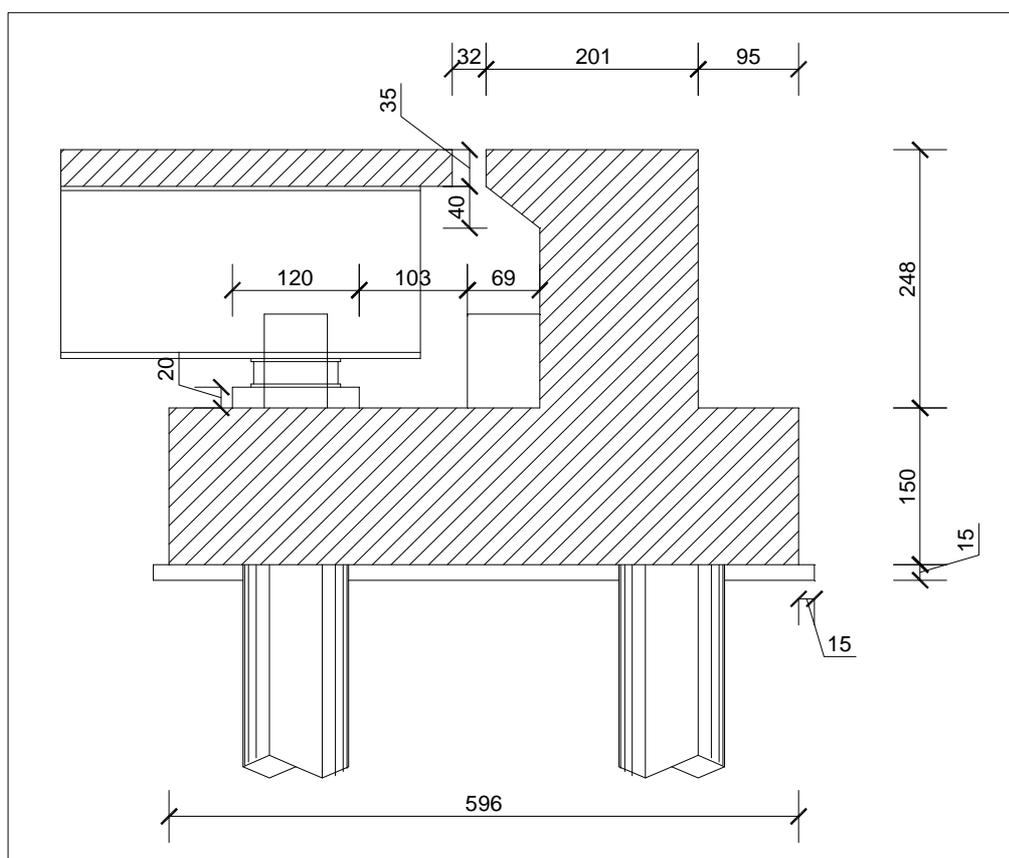


Figura 5.7: sistemi di ritegno longitudinali sulla spalla

Come si può notare dalla figura 5.7, il massimo spostamento longitudinale consentito vale 32 cm; si assume come spostamento di progetto un valore

$$\Delta_p = 20 \text{ cm}$$

Si considerano isolatori elastomerici ad elevato smorzamento senza nucleo in piombo della ditta FIP. Lo smorzamento viscoso equivalente assunto vale 12,5%.

5.4.1.2 Determinazione dello spostamento sugli isolatori e dello smorzamento del sistema pila+isolatore

Si vuole imporre che lo spostamento di progetto della pila valga l'80% dello spostamento di snervamento Δ_y .

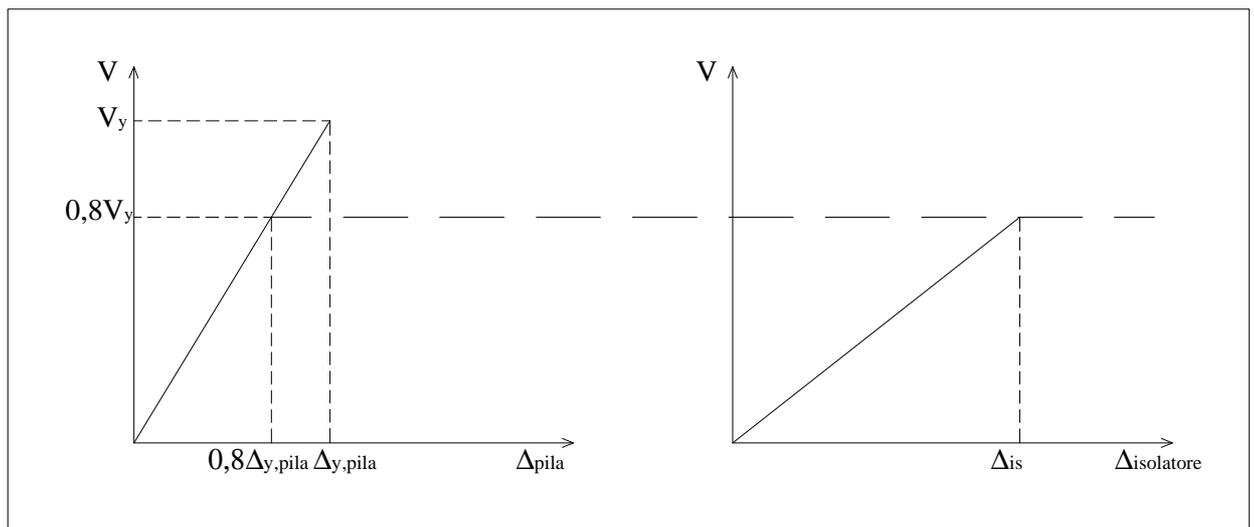


Figura 5.8: diagramma forza-spostamento

PILE 1, 4

$$\Delta_{is} = \Delta_p - 0,8 \cdot \Delta_y = 200 - (0,8 \cdot 36,6) = 170,7 \text{ mm}$$

$$\xi_1 = \frac{(0,125 \cdot 170,7 + 0,05 \cdot 0,8 \cdot 36,6)}{200} = 0,114$$

PILE 2, 3

$$\Delta_{is} = \Delta_p - 0,8 \cdot \Delta_y = 200 - (0,8 \cdot 142) = 86,4 \text{ mm}$$

$$\xi_2 = \frac{(0,125 \cdot 86,4 + 0,05 \cdot 0,8 \cdot 142)}{200} = 0,0824$$

SPALLE

$$\Delta_{richiesta} = \Delta = 200 \text{ mm}$$

$$\xi_3 = 0,125$$

5.4.1.3 Determinazione dello smorzamento del sistema equivalente ad un grado di libertà

Per calcolare lo smorzamento viscoso equivalente dell'intero sistema, bisogna fare un'ipotesi sulla distribuzione del taglio sulle varie pile. In questo caso si sceglie di distribuire il taglio totale alla base del sistema d'isolamento in modo proporzionale al peso portato da ciascuna spalla e da ciascuna pila.

$$\xi_{eq} = \frac{\sum_i \xi_i \cdot V_i}{V_i} = \frac{2 \cdot (0,114 \cdot 6608 + 0,0824 \cdot 8646 + 0,125 \cdot 2160)}{2 \cdot (6608 + 8646 + 2160)} = 0,1$$

5.4.1.4 Determinazione del fattore di riduzione degli spostamenti, della massa e del periodo equivalenti

Il fattore di riduzione R_ξ da applicare allo spettro degli spostamenti calcolato per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) uno smorzamento pari al 5% vale

$$R_\xi = \left(\frac{0,07}{0,02 + \xi_{SDOF}} \right)^{0,5} = \left(\frac{0,07}{0,02 + 0,1} \right)^{0,5} = 0,764$$

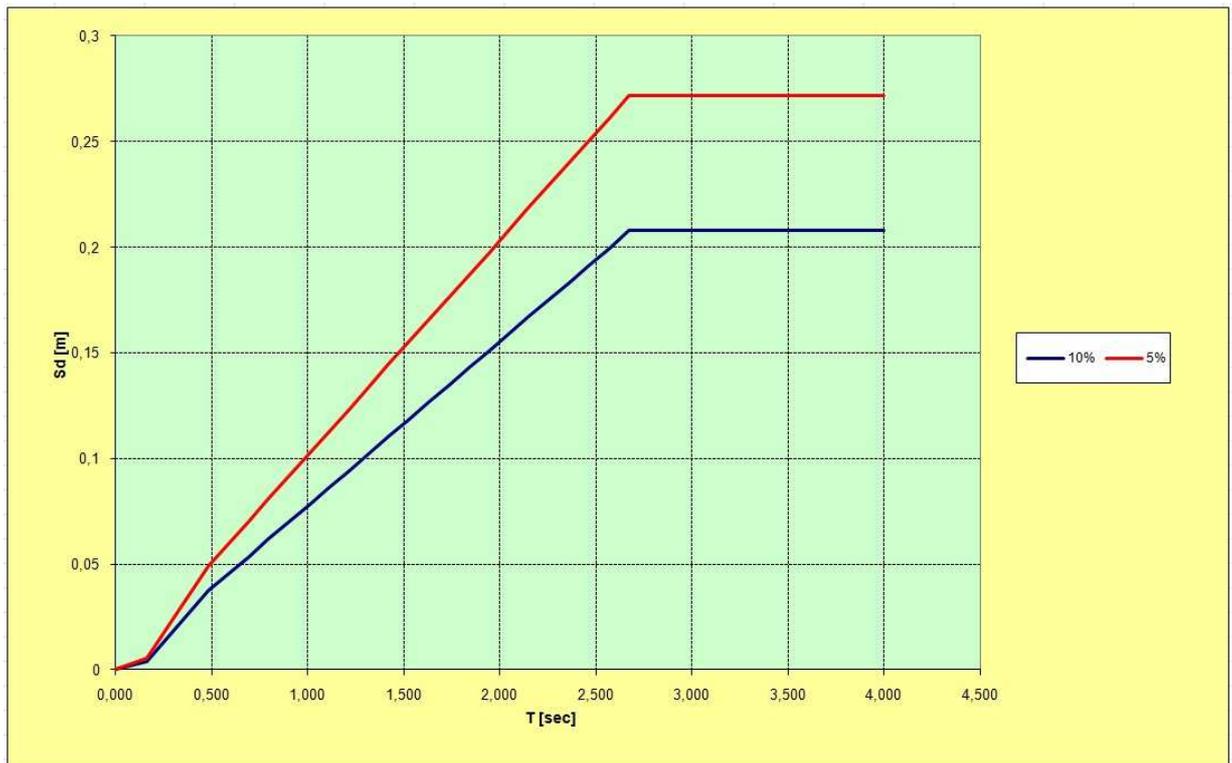


Figura 5.9: spettro agli spostamenti

Entrando nello spettro con un valore di spostamento pari a 0,2, si ottiene un periodo di vibrazione della struttura equivalente ad un grado di libertà pari a $T_e = 2,568$ sec.

La rigidezza equivalente del sistema ad un grado di libertà K_e , si ottiene considerando come massa complessiva quella corrispondente al peso dell'impalcato sommata ad un terzo della massa delle pile.

$$M_e = \frac{1}{9,81} \left[160 \cdot 189 + \left(326 \cdot \frac{7,80}{3} \right) \cdot 2 + \left(278,5 \cdot \frac{15,60}{3} \right) \cdot 2 \right] = 3551 \text{ t}$$

$$T_e = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{M_e}{K_e}} \Rightarrow K_e = \frac{4\pi^2 \cdot M_e}{T_e^2} = \frac{4 \cdot 3,14^2 \cdot 3551}{2,568^2} = 21236 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

5.4.1.5 Calcolo del taglio alla base e ripartizione sulle pile

Il taglio totale alla base del sistema d'isolamento vale:

$$V_{base} = K_e \cdot \Delta = 21236 \cdot 0,20 = 4247 \text{ kN}$$

In base all'ipotesi fatta, il taglio alla base del sistema d'isolamento viene ripartito su pile e spalle in modo proporzionale al carico che grava su ciascun elemento; risulta che:

$$V_{pila\ 1} = V_{pila\ 4} = \frac{V_{base} \cdot P_{pile\ 1,4}}{M_e \cdot g} = \frac{4247 \cdot 6608}{3551 \cdot 9,81} = 805 \text{ kN}$$

$$V_{pila\ 1} = V_{pila\ 4} = \frac{V_{base} \cdot P_{pile\ 2,3}}{M_e \cdot g} = \frac{4247 \cdot 8645,6}{3551 \cdot 9,81} = 1055 \text{ kN}$$

$$V_{spalla\ 1} = V_{spalla\ 2} = \frac{V_{base} \cdot P_{spalle}}{M_e \cdot g} = \frac{4247 \cdot 2160}{3551 \cdot 9,81} = 264 \text{ kN}$$

Le quattro pile hanno uno schema statico di mensola incastrate alla base, quindi il valore del momento flettente alla base della pila vale:

$$M_{pila\ 1} = M_{pila\ 4} = V_{pila\ 1} \cdot H_{pila\ 1} = 805 \cdot 7,80 = 6279 \text{ kNm}$$

$$M_{pila\ 2} = M_{pila\ 3} = V_{pila\ 2} \cdot H_{pila\ 2} = 1055 \cdot 15,60 = 16458 \text{ kNm}$$

Per assicurare una corretta progettazione della sezione di base delle pile si moltiplicano i valori delle sollecitazioni ottenute per un fattore di sovra resistenza $\phi^0 = 1,25$.

$$M_{pila\ 1,overstrenght} = M_{pila\ 4,overstrenght} = 6279 \cdot 1,25 = 7849 \text{ kNm}$$

$$M_{pila\ 2,overstrenght} = M_{pila\ 3,overstrenght} = 16458 \cdot 1,25 = 20572 \text{ kNm}$$

Si calcolano gli effetti $P-\Delta$: si valuta il momento flettente che nasce alla base di ciascuna pila per effetto dello spostamento orizzontale e della presenza del carico assiale.

$$M_{pila\ 1\ P-\Delta} = M_{pila\ 4\ P-\Delta} = P_{pile\ 1,4} \cdot \Delta_p = 6608 \cdot 0,20 = 1321,6\ kNm$$

$$M_{pila\ 2\ P-\Delta} = M_{pila\ 3\ P-\Delta} = P_{pile\ 2,3} \cdot \Delta_p = 8645,6 \cdot 0,20 = 1729,2\ kNm$$

Si valutano ora gli effetti legati ai modi di vibrare superiori al primo per ogni pila; per valutare queste sollecitazioni si considera, come schema statico, una trave incastro-appoggio avente una rigidezza flessionale ridotta (si assume il momento d'inerzia della sezione fessurata pari ad un terzo di quello della sezione interamente reagente). Verrà svolto un calcolo di tipo elastico, in cui la frequenza ω del primo modo di vibrare è pari a:

$$\omega_1 = 15,42 \cdot \sqrt{\frac{EJ_{eff}}{m \cdot H_i^4}}$$

Dove:

$$EJ_{eff} = \frac{EJ_{interamente\ reagente}}{3} = \frac{32575 \cdot 10^3 \frac{kN}{m^2} \cdot \left(\frac{3,5 \cdot 2,64^3}{12}\right)}{3} = 5827224\ kNm^2$$

H_i è l'altezza della pila i-esima

m è la massa al metro lineare

$$\left(m(H = 7,80) = \frac{326}{9,81} = 33,3 \frac{t}{m}, \quad m(H = 15,60) = \frac{278,5}{9,81} = 28,4 \frac{t}{m} \right)$$

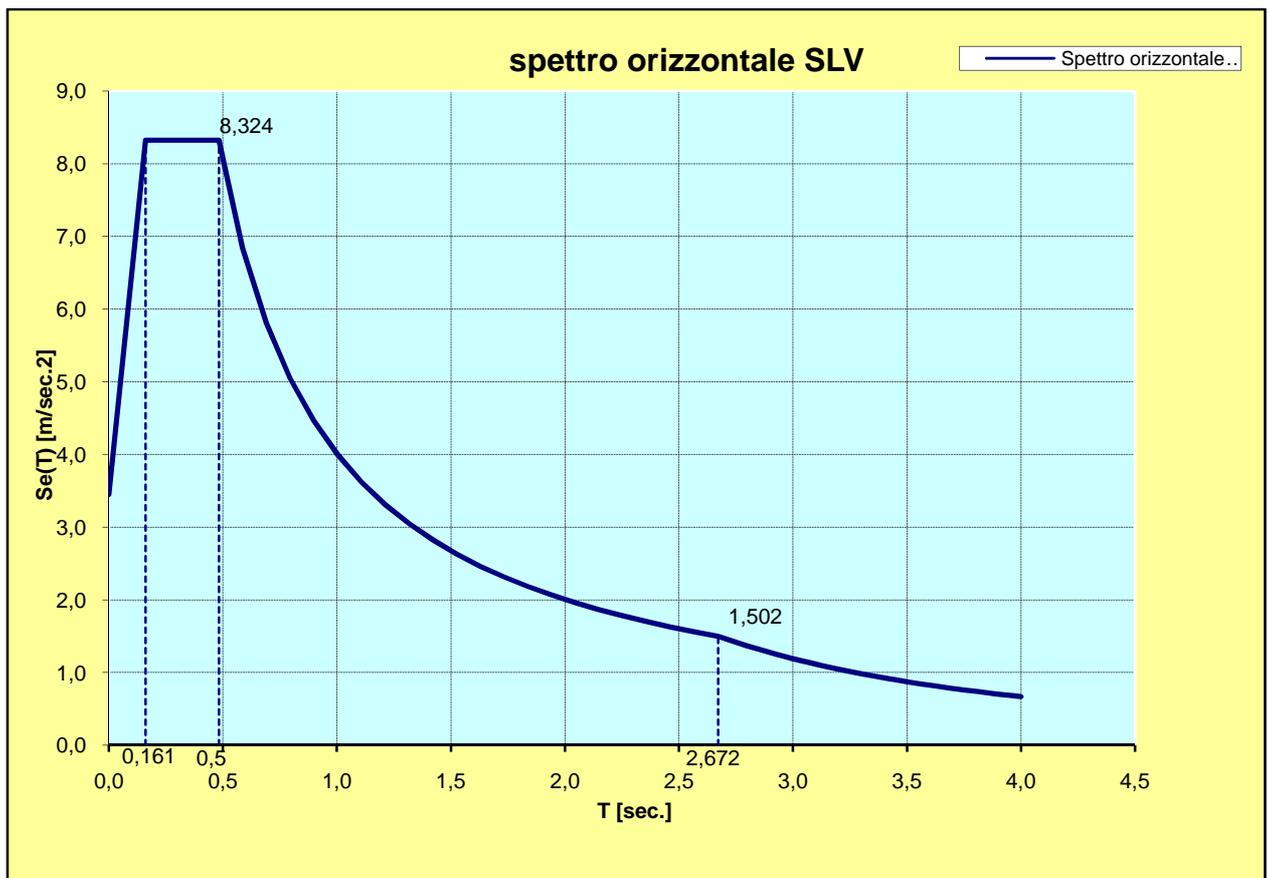


Figura 5.10: spettro delle accelerazioni allo SLV

PILA 1, 4

$$\omega_1 = 15,42 \cdot \sqrt{\frac{58272244,8}{33,3 \cdot 7,80^4}} = 335,2 \frac{rad}{sec}$$

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = \frac{6,28}{335,2} = 0,0187 \text{ sec}$$

Il valore dell'accelerazione, ricavato dallo spettro delle accelerazioni calcolato per lo SLV,

vale $4 \frac{m}{sec^2}$.

PILA 2, 3

$$\omega_1 = 15,42 \cdot \sqrt{\frac{58272244,8}{28,4 \cdot 15,60^4}} = 90,72 \frac{rad}{sec}$$

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = \frac{6,28}{90,72} = 0,069 \text{ sec}$$

Il valore dell'accelerazione, ricavato dallo spettro delle accelerazioni, vale $5,54 \frac{m}{\text{sec}^2}$.

Per una trave incastro-appoggio soggetta a carico distribuito il momento all'incastro vale:

$$M_{pila\ 1\ HE} = M_{pila\ 4\ HE} = \frac{(m \cdot a) \cdot H^2}{8} = \frac{(33,3 \cdot 4) \cdot 7,80^2}{8} = 1012 \text{ kNm}$$

$$M_{pila\ 2\ HE} = M_{pila\ 3\ HE} = \frac{(m \cdot a) \cdot H^2}{8} = \frac{(28,4 \cdot 5,54) \cdot 15,60^2}{8} = 4786 \text{ kNm}$$

I momenti dovuti agli effetti $P - \Delta$ e quelli dovuti agli effetti dei modi di vibrare superiori al primo non possono essere trascurati.

I momenti complessivi alla base delle pile valgono:

PILA 1, 4

$$M_{tot\ base} = 7849 + 1321,6 + 1012 = 10183 \text{ kNm}$$

PILA 2, 3

$$M_{tot\ base} = 20572 + 1729,2 + 4786 = 27087 \text{ kNm}$$

5.4.1.6 Progetto del sistema d'isolamento

Isolatore sulle spalle

$$V_{spalla\ 1} = V_{spalla\ 2} = 264 \text{ kN}$$

$$\Delta_{is} = 200 \text{ mm}$$

La rigidezza del sistema d'isolamento sulla spalla deve valere complessivamente

$$K_{is} = \frac{V_{spalla}}{\Delta_{is}} = \frac{264}{0,2} = 1320 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Su ogni spalla sono previsti due isolatori, la rigidezza che deve avere ciascuno vale quindi

$$660 \frac{kN}{m}.$$

Isolatore sulle pile 1 e 4

$$V_{pila\ 1} = V_{pila\ 4} = 805 \text{ kN}$$

$$\Delta_{is} = 170,7 \text{ mm}$$

La rigidezza del sistema d'isolamento sulle pile 1 e 4 deve valere complessivamente

$$K_{is} = \frac{V_{spalla}}{\Delta_{is}} = \frac{805}{0,1707} = 4716 \frac{kN}{m}$$

Su ogni pila sono previsti due isolatori, la rigidezza che deve avere ciascuno vale quindi

$$2358 \frac{kN}{m}.$$

Isolatore sulla pila 2 e 3

$$V_{pila\ 2} = V_{pila\ 3} = 1055 \text{ kN}$$

$$\Delta_{is} = 86,4 \text{ mm}$$

La rigidezza del sistema d'isolamento sulla spalla deve valere complessivamente

$$K_{is} = \frac{V_{pila\ 2}}{\Delta_{is}} = \frac{1055}{0,0864} = 12210 \frac{kN}{m}$$

Su ogni pila sono previsti due isolatori, la rigidezza che deve avere ciascuno vale quindi

$$6105 \frac{kN}{m}.$$

5.4.2 Analisi in direzione trasversale

1) Calcolo degli spostamenti di snervamento delle pile

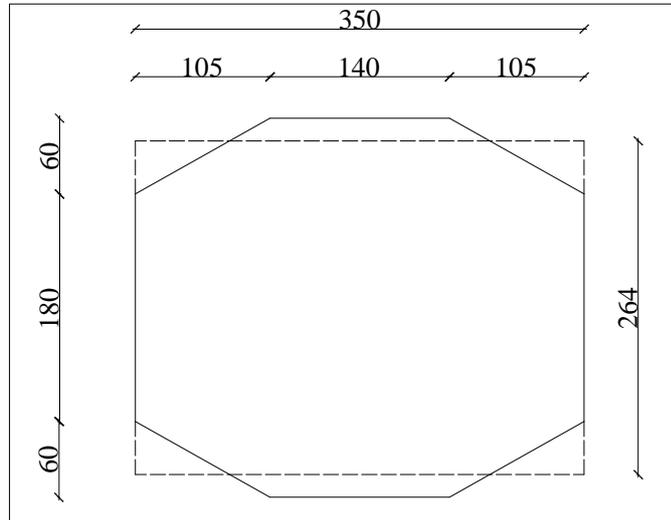


Figura 5.11: schmatizzazione della sezione i base delle pile

Per sezioni rettangolari si può assumere che la curvatura di snervamento vale

$$\chi_y = 2,10 \cdot \frac{\varepsilon_y}{h_c}$$

Dove:

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} \text{ dell' acciaio utilizzato (B450C, } f_y = 450 \text{ MPa)}$$

h_c è l'altezza della sezione nella direzione d'interesse, in questo caso pari a 350 cm.

$$\chi_y = 2,10 \cdot \frac{450}{210000 \cdot 3,50} = 0,00129 \frac{1}{m}$$

E' necessario inoltre calcolare la lunghezza di penetrazione L_{sp} (strain penetration length) della deformazione all'interno della fondazione, sostanzialmente questa quantità indica a quale profondità all'interno della fondazione, la colonna può essere considerata rigidamente incastrata .

$$L_{sp} = 0,022 \cdot f_y \cdot d_{bl}$$

Dove:

d_{bl} rappresenta il diametro delle barre longitudinali che si utilizzano per amare la data sezione

Per la pila 1 e 4 si utilizzano barre $\phi 24$, quindi

$$L_{sp} = 0,022 \cdot 450 \cdot 24 = 237,6 \text{ mm}$$

Per le pile 2 e 3 si utilizzano barre $\phi 26$, quindi

$$L_{sp} = 0,022 \cdot 450 \cdot 26 = 257,4 \text{ mm}$$

Il punto di applicazione della forza sismica è posizionato nel baricentro della sovrastruttura. Se la sovrastruttura non è infinitamente rigida alla rotazione attorno al proprio asse longitudinale, la pila si comporta come una mensola, con punto di applicazione della forza coincidente con il baricentro dell'impalcato. Questo porta a dire che, trasversalmente, le quattro pile si comportano come delle mensole aventi un'altezza incrementata di 2,36 m. Tale grandezza corrisponde alla distanza che c'è tra la sommità della pila ed il baricentro della sovrastruttura.

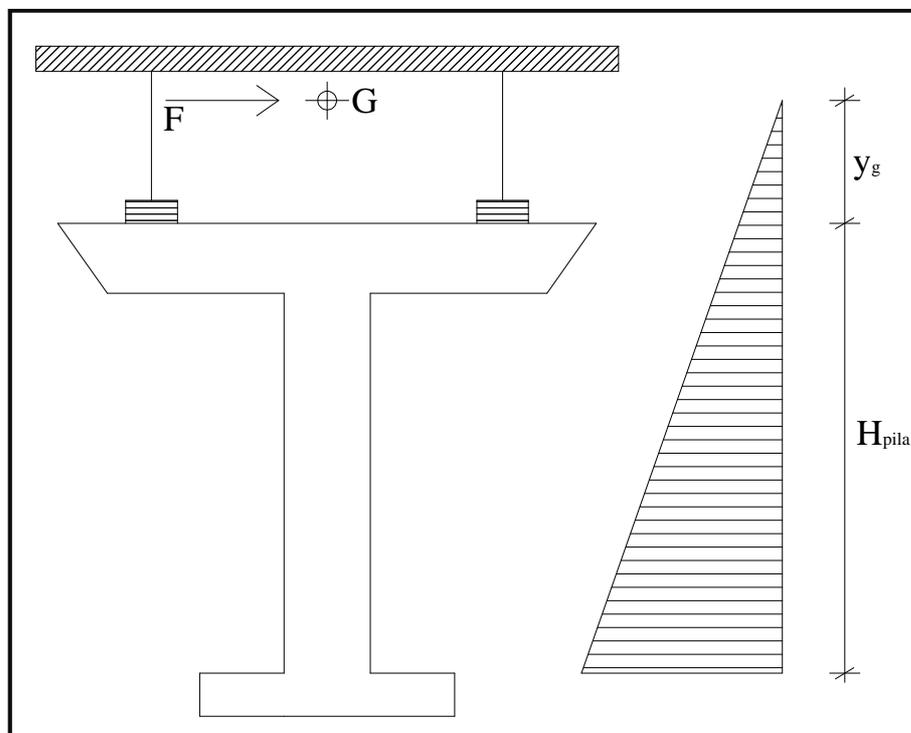


Figura 5.12: altezza effettiva della pila per il calcolo sotto azione trasversale

A questo punto è possibile calcolare lo spostamento di snervamento in sommità delle quattro pile.

$$\Delta_y = \frac{\chi_y \cdot (H + L_{sp} + y_{g,imp})^2}{3}$$

poiché lo schema strutturale in esame è quello di una mensola incastrata alla base.

Quindi:

PILE 1, 4 $\Delta_y = \frac{0,00129 \cdot (7,80 + 0,2376 + 2,36)^2}{3} = 0,046 \text{ m}$

PILE 2, 3 $\Delta_y = \frac{0,00129 \cdot (15,6 + 0,2574 + 2,36)^2}{3} = 0,142 \text{ m}$

5.4.2.1 Spostamento di progetto

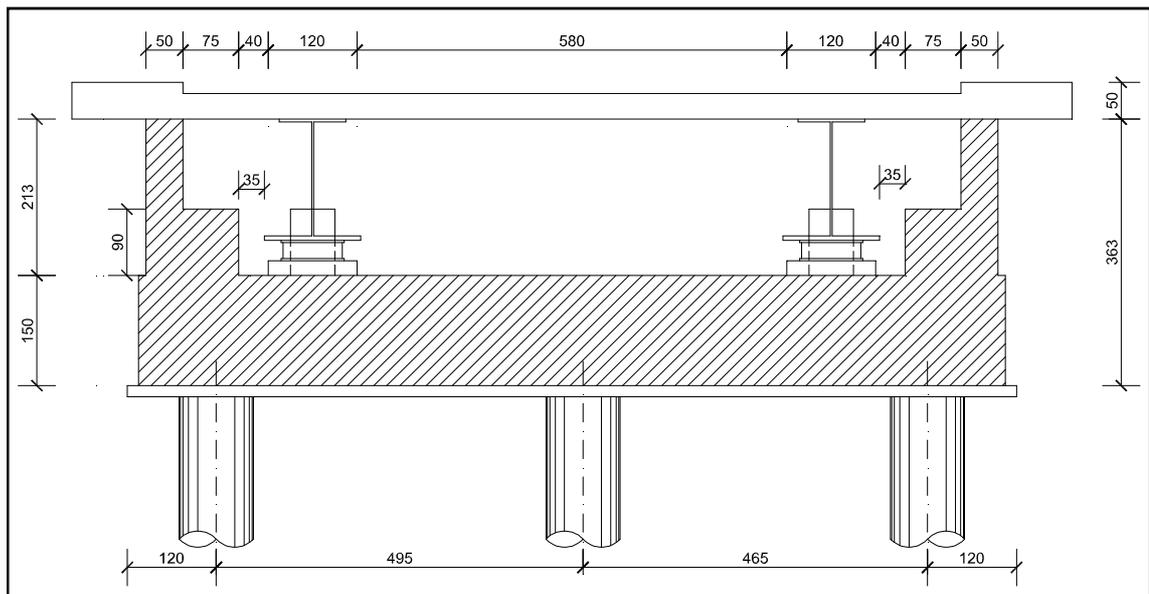


Figura 5.13: spostamento di progetto trasversale

Come si può notare dalla figura, il massimo spostamento longitudinale consentito vale 35 cm; si assume come spostamento di progetto un valore

$$\Delta_p = 20 \text{ cm}$$

Si considerano isolatori elastomerici ad elevato smorzamento senza nucleo in piombo della ditta FIP. Lo smorzamento viscoso equivalente assunto vale 12,5%.

5.4.2.2 Determinazione dello spostamento sugli isolatori e dello smorzamento del sistema pila+isolatore

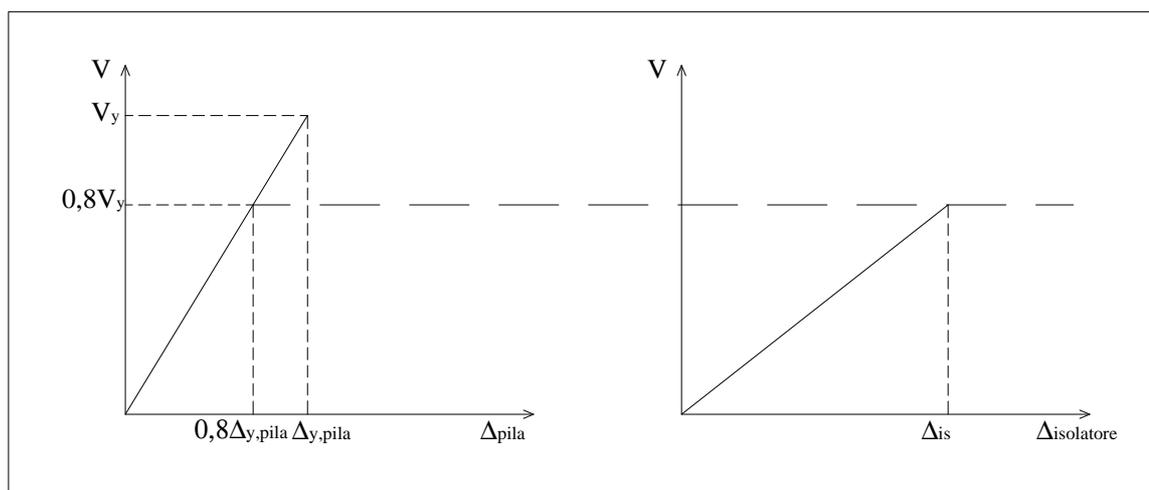


Figura 5.14: spostamenti di pile e isolatori

Si vuole imporre che lo spostamento di progetto della pila valga l'80% dello spostamento di snervamento Δ_y .

PILE 1, 4

$$\Delta_{is} = \Delta_p - 0,8 \cdot \Delta_y = 200 - (0,8 \cdot 46) = 163,2 \text{ mm}$$

$$\xi_1 = \frac{(0,125 \cdot 163,2 + 0,05 \cdot 0,8 \cdot 46)}{200} = 0,11$$

PILE 2, 3

$$\Delta_{is} = \Delta_p - 0,8 \cdot \Delta_y = 200 - (0,8 \cdot 142) = 86,4 \text{ mm}$$

$$\xi_2 = \frac{(0,125 \cdot 86,4 + 0,05 \cdot 0,8 \cdot 142)}{200} = 0,0824$$

SPALLE

$$\Delta_{richiesta} = \Delta = 200 \text{ mm}$$

$$\xi_3 = 0,125$$

5.4.2.3 Determinazione dello smorzamento del sistema equivalente ad un grado di libertà

Per calcolare lo smorzamento viscoso equivalente dell'intero sistema, bisogna fare un'ipotesi sulla distribuzione del taglio sulle varie pile. In questo caso si sceglie di distribuire il taglio totale alla base del sistema d'isolamento in modo proporzionale al peso portato da ciascuna spalla e da ciascuna pila.

$$\xi_{eq} = \frac{\sum_i \xi_i \cdot V_i}{V_i} = \frac{2 \cdot (0,11 \cdot 6608 + 0,0824 \cdot 8646 + 0,125 \cdot 2160)}{2 \cdot (6608 + 8646 + 2160)} = 0,098$$

5.4.2.4 Determinazione del fattore di riduzione degli spostamenti, della massa e del periodo equivalenti

Di conseguenza, il fattore di riduzione R_ξ da applicare allo spettro degli spostamenti calcolato per lo stato limite di collasso (SLC) uno smorzamento pari al 5% vale:

$$R_\xi = \left(\frac{0,07}{0,02 + \xi_{SDOF}} \right)^{0,5} = \left(\frac{0,07}{0,02 + 0,098} \right)^{0,5} = 0,77$$

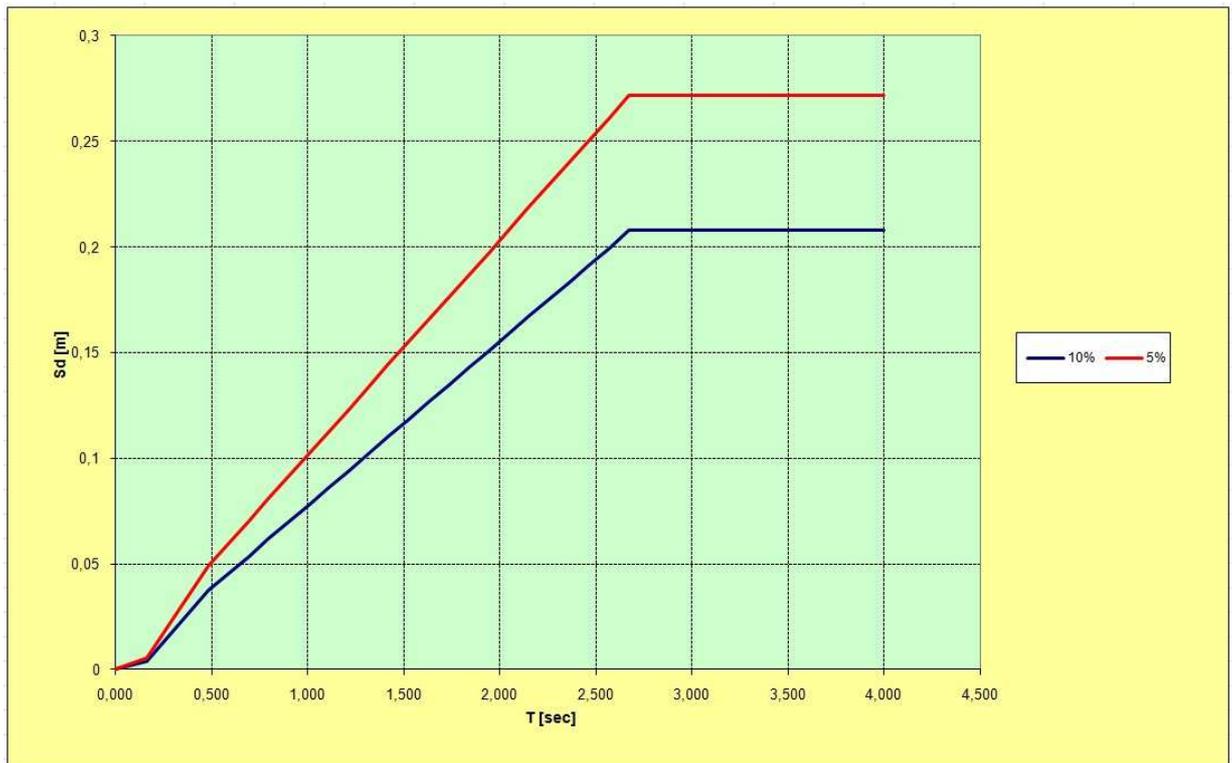


Figura 5.15: spettro agli spostamenti SLV

Entrando nello spettro con un valore di spostamento pari a 0,20 m, si ottiene un periodo di vibrazione della struttura equivalente ad un grado di libertà pari a $T_e = 2,568$ sec.

La rigidezza equivalente del sistema ad un grado di libertà K_e , si ottiene considerando come massa complessiva quella corrispondente al peso dell'impalcato sommata ad un terzo della massa delle pile.

$$M_e = \frac{1}{9,81} \left[160 \cdot 189 + \left(326 \cdot \frac{7,80}{3} \right) \cdot 2 + \left(278,5 \cdot \frac{15,60}{3} \right) \cdot 2 \right] = 3551 \text{ t}$$

$$T_e = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{M_e}{K_e}} \Rightarrow K_e = \frac{4\pi^2 \cdot M_e}{T_e^2} = \frac{4 \cdot 3,14^2 \cdot 3551}{2,568^2} = 21236 \frac{kN}{m}$$

5.4.2.5 Calcolo del taglio alla base e ripartizione sulle pile

Il taglio totale alla base del sistema d'isolamento vale:

$$V_{base} = K_e \cdot \Delta = 21236 \cdot 0,20 = 4247 \text{ kN}$$

In base all'ipotesi fatta, il taglio alla base del sistema d'isolamento viene ripartito su pile e spalle in modo proporzionale al carico che grava su ciascun elemento; risulta che:

$$V_{pila\ 1} = V_{pila\ 4} = \frac{V_{base} \cdot P_{pile\ 1,4}}{M_e \cdot g} = \frac{4247 \cdot 6608}{3551 \cdot 9,81} = 805 \text{ kN}$$

$$V_{pila\ 2} = V_{pila\ 3} = \frac{V_{base} \cdot P_{pile\ 2,3}}{M_e \cdot g} = \frac{4247 \cdot 8645,6}{3551 \cdot 9,81} = 1054 \text{ kN}$$

$$V_{spalla\ 1} = V_{spalla\ 2} = \frac{V_{base} \cdot P_{spalle}}{M_e \cdot g} = \frac{4247 \cdot 2160}{3551 \cdot 9,81} = 264 \text{ kN}$$

Le quattro hanno uno schema statico di mensole incastrate alla base, quindi il valore del momento flettente alla base della pila vale:

$$M_{pila\ 1} = M_{pila\ 4} = V_{pila\ 1} \cdot H_{pila\ 1} = 805 \cdot (7,80 + 2,36) = 8178 \text{ kNm}$$

$$M_{pila\ 2} = M_{pila\ 3} = V_{pila\ 2} \cdot H_{pila\ 2} = 1054 \cdot (15,60 + 2,36) = 18929 \text{ kNm}$$

Per assicurare una corretta progettazione della sezione di base delle pile si moltiplicano i valori delle sollecitazioni ottenuti per un fattore di sovra resistenza $\phi^0 = 1,25$.

$$M_{pila\ 1,overstrenght} = M_{pila\ 4,overstrenght} = 8178 \cdot 1,25 = 10222 \text{ kNm}$$

$$M_{pila\ 2,overstrenght} = M_{pila\ 3,overstrenght} = 18929 \cdot 1,25 = 23661 \text{ kNm}$$

Si calcolano gli effetti $P-\Delta$: si valuta il momento flettente che nasce alla base di ciascuna pila per effetto dello spostamento orizzontale e della presenza del carico assiale.

$$M_{pila\ 1\ P-\Delta} = M_{pila\ 4\ P-\Delta} = P_{pile\ 1,4} \cdot \Delta_p = 6608 \cdot 0,20 = 1321\ kNm$$

$$M_{pila\ 2\ P-\Delta} = M_{pila\ 3\ P-\Delta} = P_{pile\ 2,3} \cdot \Delta_p = 8645,6 \cdot 0,20 = 1729\ kNm$$

Si valutano ora gli effetti legati ai modi di vibrare superiori al primo per ogni pila; per valutare queste sollecitazioni si considera, come schema statico, una trave incastro-appoggio avente una rigidezza flessionale ridotta (si assume il momento d'inerzia della sezione fessurata pari ad un terzo di quello della sezione interamente reagente). Verrà svolto un calcolo di tipo elastico, in cui la frequenza ω del primo modo di vibrare è pari a:

$$\omega_1 = 15,42 \cdot \sqrt{\frac{EJ_{eff}}{m \cdot H_i^4}}$$

Dove:

$$EJ_{eff} = \frac{EJ_{interamente\ reagente}}{3} = \frac{32575 \cdot 10^3 \frac{kN}{m^2} \cdot \left(\frac{2,64 \cdot 3,5^3}{12}\right)}{3} = 102421229\ kNm^2$$

H_i è l'altezza della pila i-esima

m è la massa al metro lineare

$$\left(m(H = 7,80) = \frac{326}{9,81} = 33,3 \frac{t}{m}, \quad m(H = 15,60) = \frac{278,5}{9,81} = 28,4 \frac{t}{m} \right)$$

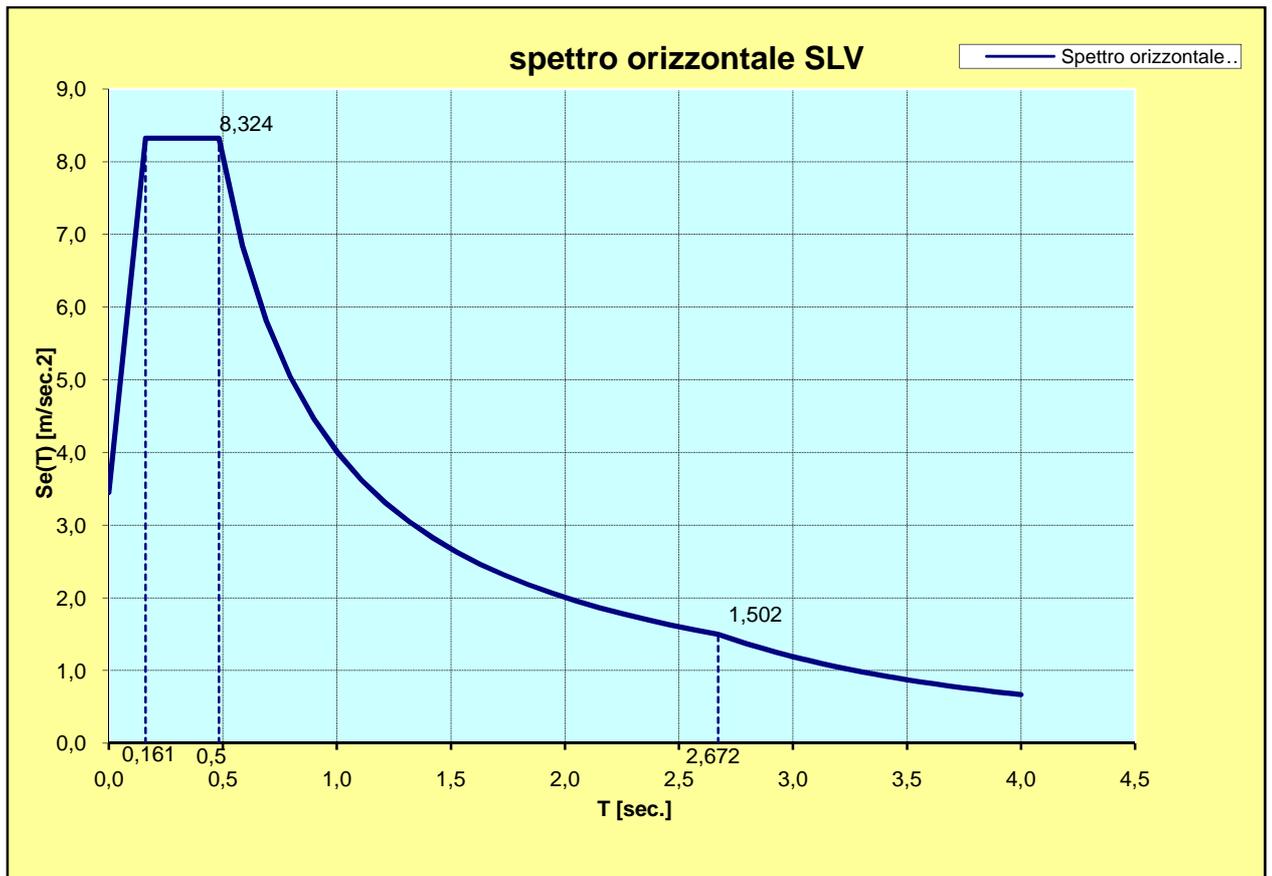


Figura 5.16: spettro delle accelerazioni SLV

PILA 1, 4

$$\omega_1 = 15,42 \cdot \sqrt{\frac{102421229}{33,3 \cdot 7,80^4}} = 444,5 \frac{rad}{sec}$$

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = \frac{6,28}{444,5} = 0,014 \text{ sec}$$

Il valore dell'accelerazione, ricavato dallo spettro delle accelerazioni calcolato per lo SLV,

vale $3,87 \frac{m}{sec^2}$.

PILA 2, 3

$$\omega_1 = 15,42 \cdot \sqrt{\frac{102421229}{28,4 \cdot 15,60^4}} = 120,33 \frac{rad}{sec}$$

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = \frac{6,28}{120,33} = 0,052 \text{ sec}$$

Il valore dell'accelerazione, ricavato dallo spettro delle accelerazioni, vale $5,03 \frac{m}{sec^2}$.

Per una trave incastro-appoggio soggetta a carico distribuito il momento all'incastro vale:

$$M_{pila\ 1\ HE} = M_{pila\ 4\ HE} = \frac{(m \cdot a) \cdot H^2}{8} = \frac{(33,3 \cdot 3,87) \cdot 7,80^2}{8} = 980\ kNm$$

$$M_{pila\ 2\ HE} = M_{pila\ 3\ HE} = \frac{(m \cdot a) \cdot H^2}{8} = \frac{(28,4 \cdot 5,03) \cdot 15,60^2}{8} = 4345\ kNm$$

I momenti dovuti agli effetti $P-\Delta$ e quelli dovuti agli effetti dei modi di vibrare superiori al primo sono piuttosto rilevanti e non possono essere trascurati. I momenti flettenti complessivi per i quali le sezioni critiche delle pile devono essere progettate sono quindi:

PILA 1, 4

$$M_{tot\ base} = 10222 + 1321 + 980 = 12523\ kNm$$

PILA 2, 3

$$M_{tot\ base} = 23661 + 1729 + 4345 = 29735\ kNm$$

5.4.2.6 Progetto del sistema d'isolamento

Isolatore sulle spalle

$$V_{spalla\ 1} = V_{spalla\ 2} = 264\ kN$$

$$\Delta_{is} = 200\ mm$$

La rigidezza del sistema d'isolamento sulla spalla deve valere complessivamente

$$K_{is} = \frac{V_{spalla}}{\Delta_{is}} = \frac{264}{0,20} = 1320\ \frac{kN}{m}$$

Su ogni spalla sono previsti due isolatori, la rigidezza che deve avere ciascuno vale quindi

$$660\ \frac{kN}{m}.$$

Isolatore sulle pile 1 e 4

$$V_{pila\ 1} = V_{pila\ 4} = 805\ kN$$

$$\Delta_{is} = 163,2\ mm$$

La rigidezza del sistema d'isolamento sulle pile 1 e 4 deve valere complessivamente

$$K_{is} = \frac{V_{spalla}}{\Delta_{is}} = \frac{805}{0,1632} = 4932\ \frac{kN}{m}$$

Su ogni pila sono previsti due isolatori, la rigidezza che deve avere ciascuno vale quindi

$$2466\ \frac{kN}{m}.$$

Isolatore sulla pila 2 e 3

$$V_{pila\ 2} = V_{pila\ 3} = 1054\ kN$$

$$\Delta_{is} = 86,4\ mm$$

La rigidezza del sistema d'isolamento sulla spalla deve valere complessivamente

$$K_{is} = \frac{V_{pila\ 2}}{\Delta_{is}} = \frac{1054}{0,0864} = 12199\ \frac{kN}{m}$$

Su ogni pila sono previsti due isolatori, la rigidezza che deve avere ciascuno vale quindi

$$6100\ \frac{kN}{m}.$$

5.5 Confronto dei risultati ottenuti

5.5.1 Modello implementato in SAP2000 per analisi dinamica modale a spettro di risposta

Per validare i risultati ottenuti con il calcolo manuale, si esegue un'analisi modale a spettro di risposta mediante l'ausilio del programma agli elementi finiti Sap 2000. Il modello utilizzato è analogo a quello precedentemente descritto nel paragrafo 3.5.1, fatta eccezione per gli isolatori e per le pile.

Gli spostamenti sugli isolatori ottenuti dal calcolo manuale in direzione trasversale e longitudinale sono molto simili. La rigidezza secante di ciascun isolatore, calcolata per la direzione trasversale e longitudinale, è praticamente la stessa.

	K_{is} longitudinale [kN/m]	K_{is} trasversale [kN/m]
spalle	660	660
Pile 1, 4	2356	2469
Pile 2,3	6105	6105

Tabella 5.1: rigidezze degli isolatori nelle due direzioni

Si sceglie un isolatore che garantisce la rigidezza maggiore tra quelle ottenute. Gli isolatori scelti da catalogo sono del tipo:

	Modello	V [kN]	F [kN]	Ke [kN/m]	Kv [kN/m]
spalle	SI-S 550/126	1410	5740	750	957000
Pile 1, 4	SI-S 1100/140	10720	27460	2720	2658000
Pile 2,3	SI-N 1200/144	21170	28700	6280	5935000

Tabella 5.2: nuova scelta degli isolatori

Per ciascuno di essi si considera un coefficiente di smorzamento ξ pari a 12,5%.

Per quanto riguarda la modellazione delle pile, invece, è stato necessario variare il momento di inerzia della loro sezione, in modo tale che la rigidezza delle pile stesse risultasse pari a quella calcolata manualmente secondo il metodo DDBD. In pratica:

$$K = \frac{3EJ}{H^3}$$

Quindi il momento di inerzia si ottiene:

$$J = \frac{KH^3}{3E}$$

Si esegue quindi l'analisi modale, sottoponendo la struttura allo spettro di risposta alle accelerazioni già utilizzato per il calcolo svolto in precedenza considerando l'approccio classico.

Di seguito si riportano i valori degli spostamenti degli isolatori e delle pile e i valori dei momenti flettenti alla base delle pile ottenuti, a confronto con i valori calcolati manualmente.

DIREZIONE LONGITUDINALE

	$\Delta_{pila,manuale}$ [m]	$\Delta_{pila,SAP}$ [m]	Differenza
Spalle	-	-	-
Pile 1, 4	0,02928	0,0353	17%
Pile 2, 3	0,1136	0,1146	0,8%

Tabella 5.3: spostamenti sulle pile

	$\Delta_{is,manuale}$ [m]	$\Delta_{is,SAP}$ [m]	Differenza
Spalle	0,200	0,201	0,5%
Pile 1, 4	0,1707	0,1585	7%
Pile 2, 3	0,0864	0,0753	14%

Tabella 5.4: spostamenti sugli isolatori

	$\Delta_{d,manuale}$ [m]	$\Delta_{d,SAP}$ [m]	Differenza
Spalle	0,200	0,201	0,5%
Pile 1, 4	0,200	0,201	0,5%
Pile 2, 3	0,200	0,201	0,5%

Tabella 5.5: spostamenti dell'impalcato

Lo spostamento dell' impalcato è dato da:

$$\Delta_d = \Delta_{pila} + \Delta_{is}$$

Si osserva che sommando lo spostamento delle pile con lo spostamento degli isolatori, considerando i valori ottenuti tramite il modello in SAP, non si ottiene esattamente il valore dello spostamento dell' impalcato $\Delta_{d,SAP}$. Questa differenza è dovuta alla rotazione attorno all' asse longitudinale del pulvino.

	$M_{manuale}$ [kNm]	M_{SAP} [kNm]	Differenza
Spalle	-	-	-
Pile 1, 4	7291	9743	25%
Pile 2, 3	21244	18784	13%

Tabella 5.6: momenti flettenti

I momenti indicati in tabella 5.6 non tengono conto degli effetti $P-\Delta$ e dell'amplificazione del 25%.

DIREZIONE TRASVERSALE

	$\Delta_{pila,manuale}$ [m]	$\Delta_{pila,SAP}$ [m]	Differenza
Spalle	-	-	-
Pile 1, 4	0,0368	0,0226	38%
Pile 2, 3	0,1136	0,0894	21%

Tabella 5.7: confronto tra gli spostamenti in direzione trasversale in sommità delle pile

	$\Delta_{is,manuale}$ [m]	$\Delta_{is,SAP}$ [m]	Differenza
Spalle	0,200	0,199	0,5%
Pile 1, 4	0,163	0,1604	1,6%
Pile 2, 3	0,0864	0,0801	7,8%

Tabella 5.8: confronto tra gli spostamenti in direzione trasversale degli isolatori

	$\Delta_{d,manuale}$ [m]	$\Delta_{d,SAP}$ [m]	Differenza
Spalle	0,200	0,199	0,5%
Pile 1, 4	0,200	0,200	0,5%
Pile 2, 3	0,200	0,201	0,5%

Tabella 5.9: confronto tra gli spostamenti in direzione trasversale dell'impalcato

Lo spostamento dell' impalcato è dato da:

$$\Delta_d = \Delta_{pila} + \Delta_{is}$$

Si osserva che sommando lo spostamento delle pile con lo spostamento degli isolatori, considerando i valori ottenuti tramite il modello in SAP, non si ottiene esattamente il valore dello spostamento dell' impalcato $\Delta_{d,SAP}$. Questa differenza è dovuta alla rotazione della trave pulvino attorno all' asse parallelo a quello longitudinale dell' impalcato. Ciò è dovuto al fatto di aver ridotto l' inerzia delle pile per garantire il valore di rigidezza calcolato manualmente.

	$M_{manuale}$ [kNm]	M_{SAP} [kNm]	Differenza
Spalle	-	-	-
Pile 1, 4	9158	9874	7%
Pile 2, 3	23274	21314	9%

Tabella 5.10: confronto tra i momenti flettenti

I momenti indicati in tabella 5.10 non tengono conto degli effetti $P-\Delta$ e dell' amplificazione del 25%.

5.5.2 Confronto dei i risultati principali ottenuti tra la progettazione di tipo standard e quella agli spostamenti

Nella tabella 5.11 vengono riportate le rigidezze degli isolatori calcolate con i due diversi approcci progettuali. L'unità di misura utilizzata sono i kN/m.

	Rigidezza secante K_e Metodo Standard	Rigidezza secante K_e Metodo DDBD
Spalla 1	1550	660
Pila 1	3060	2470
Pila 2	3060	6105
Pila 3	3060	6105
Pila 4	3060	2470
Spalla 2	1550	660

Tabella 5.11: confronto tra i momenti flettenti calcolati con i due diversi tipi di progettazione

Nella tabella 5.12 vengono riportati i momenti flettenti calcolati con la progettazione standard e con quella basata sugli spostamenti. L'unità di misura utilizzata sono i kNm.

	Momento longitudinale Metodo Standard	Momento longitudinale Metodo DDBD	Momento trasversale Metodo Standard	Momento trasversale Metodo DDBD
Pila 1	10150	10183	10500	12523
Pila 2	31700	27087	31370	29735
Pila 3	31700	27087	31370	29735
Pila 4	10150	10183	10500	12523

Tabella 5.12: confronto tra i momenti flettenti calcolati con i due diversi tipi di progettazione

Non si riscontrano grosse differenze tra i valori dei momenti calcolati con i due diversi metodi. La differenza massima tra i valori del momento longitudinale delle pile 2 e 3 e di quello trasversale delle pile 1 e 4 è dell'ordine del 15%, il che porta a dire che la differenza sul dimensionamento delle armature a flessione strettamente necessario sarebbe minima.

Nella tabella 5.13 vengono riportati i valori degli spostamenti dell'impalcato calcolati secondo le due differenti metodologie. L'unità di misura utilizzata sono i m.

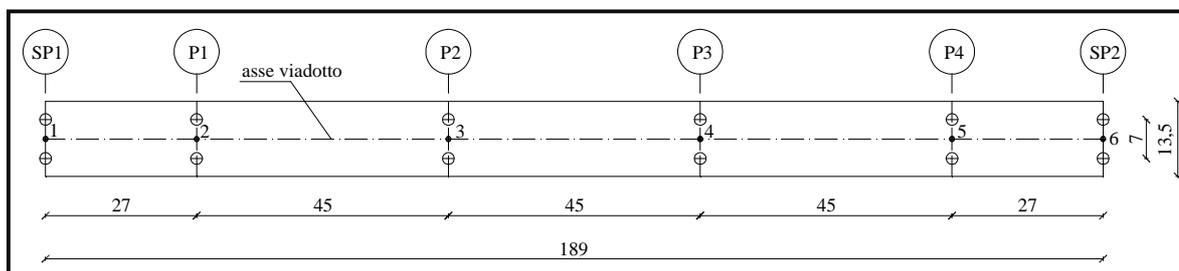


Figura 5.17: nodi di interesse dell'impalcato

	Spst. Longitudinale Metodo Standard	Spst. Longitudinale Metodo DDBD	Spst. Trasversale Metodo Standard	Spst. Trasversale Metodo DDBD
Nodo 1	0,1376	0,200	0,128	0,200
Nodo 2	0,1376	0,200	0,1348	0,200
Nodo 3	0,1376	0,200	0,1427	0,200
Nodo 4	0,1376	0,200	0,1427	0,200
Nodo 5	0,1376	0,200	0,1348	0,200
Nodo 6	0,1376	0,200	0,128	0,200

Tabella 5.13: confronto tra gli spostamenti ottenuti con i due diversi tipi di progettazione

La differenza tra lo spostamento longitudinale dell'impalcato ottenuta tra la progettazione di tipo standard e quella DDBD è del 31%, l'impalcato si comporta come un elemento rigido che vibra.

In direzione trasversale si può notare che la differenza media è dello stesso ordine di grandezza (32%), con la differenza che con il metodo standard non si è ottenuta una traslazione uniforme di tutti i nodi in direzione trasversale. Questo provoca l'insorgere di sollecitazioni flettenti nella sovrastruttura, lo spostamento differenziale tra i nodi 1 e 3 è di circa il 10%.

Nella tabella 5.14 vengono riportati i valori degli spostamenti degli isolatori calcolati secondo le due differenti metodologie. L'unità di misura utilizzata sono i m.

	Spostamento longitudinale Metodo Standard	Spostamento longitudinale Metodo DDBD	Spostamento trasversale Metodo Standard	Spostamento trasversale Metodo DDBD
Spalla 1	0,1375	0,200	0,128	0,200
Pila 1	0,1366	0,1707	0,1335	0,1632
Pila 2	0,132	0,0864	0,137	0,0864
Pila 3	0,132	0,0864	0,137	0,0864
Pila 4	0,1366	0,1707	0,1335	0,1632
Spalla 2	0,1375	0,200	0,128	0,200

Tabella 5.14: confronto tra gli spostamenti degli isolatori ottenuti con i due diversi tipi di progettazione

Lo spostamento dell'impalcato, con il metodo di progettazione standard, è definito quasi esclusivamente dalla capacità di spostamento degli isolatori, mentre nel metodo DDBD lo spostamento rigido dell'impalcato nelle direzioni longitudinale e trasversale è affidato al comportamento pila+isolatore. L'uniformità degli spostamenti ottenuta con il metodo agli spostamenti è dovuta al fatto di aver distribuito la rigidità in maniera opportuna sui sistemi pila+isolatore.

Nella tabella 5.15 vengono riportati i valori degli spostamenti della sommità delle pile calcolati secondo le due differenti metodologie. L'unità di misura utilizzata sono i m.

	Spostamento longitudinale Metodo Standard	Spostamento longitudinale Metodo DDBD	Spostamento trasversale Metodo Standard	Spostamento trasversale Metodo DDBD
Pila 1	0,001	0,02928	0,0007	0,0368
Pila 2	0,0123	0,1136	0,0075	0,1136
Pila 3	0,0123	0,1136	0,0075	0,1136
Pila 4	0,001	0,02928	0,0007	0,0368

Tabella 5.15: confronto tra gli spostamenti della sommità delle pile ottenuti con i due diversi tipi di progettazione

La differenza sostanziale sta nel comportamento delle pile: la teoria del DDBD ricava la rigidezza della pila a valle del procedimento di progettazione a seconda dello sforzo di taglio ricavato, imposto lo spostamento di snervamento. La procedura di progettazione standard si basa sull'ipotizzare una certa distribuzione di rigidità, ricavando di conseguenza gli spostamenti. Imponendo gli spostamenti fissati alla sommità delle pile con il metodo DDBD e volendo ricavare la forza di taglio, ipotizzando che la rigidezza sia costante e indipendente dal carico stesso, si otterrebbe una sollecitazione di taglio, a parità di rigidezza, 10 volte superiore per il taglio agente in direzione longitudinale e 15 volte in direzione trasversale.

6 Conclusioni

In questo elaborato è stato progettato un ponte con impalcato in struttura mista acciaio-calcestruzzo dal punto di vista statico e sismico.

La soletta, le travi principali e le strutture secondarie d'impalcato, sono state calcolate con carichi statici; anche i carichi variabili da traffico sono stati considerati come carichi di tipo statico, il loro posizionamento sulla struttura è stato effettuato basandosi sulla teoria delle linee d'influenza al fine di massimizzare le sollecitazioni flettenti e taglianti.

Le verifiche sugli elementi strutturali sono state eseguite secondo le prescrizioni normative imposte dal DM 14/01/2008 e risultano tutte soddisfatte, sia allo stato limite di esercizio che allo stato limite ultimo.

Con l'obiettivo di fare rimanere in campo elastico per tutta la vita nominale dell'opera V_n le pile, impedendo quindi la formazione di cerniere plastiche alla base delle stesse, è stata adottata la soluzione di introdurre a livello degli appoggi pila-impalcato e spalla-impalcato degli isolatori elastomerici armati, dispositivi che stabilizzano la risposta strutturale aumentando il periodo di vibrazione e dissipando parte dell'energia incamerata col sisma. I dispositivi, essendo collocati tra impalcato e strutture di sostegno (pile e spalle), possono essere monitorati e sostituiti in caso di deterioramento, il che comporterebbe costi sicuramente inferiori di quelli che si dovrebbero sostenere a seguito di una progettazione basata sul criterio della gerarchia delle resistenze.

Il valore della rigidezza del sistema di isolamento è stata determinata ipotizzando le pile rigide e imponendo all'impalcato un periodo di vibrazione di 2 secondi, pensandolo sostanzialmente come una massa rigida vibrante; la rigidezza complessiva calcolata, è stata suddivisa sui dodici dispositivi previsti (due su ciascuna pila e su ciascuna spalla): su tutte quattro le pile sono stati introdotti dispositivi aventi rigidezza secante di 3090 kN/m, mentre sulle spalle, al fine di limitare maggiormente le azioni taglianti, isolatori con rigidezza secante pari a 1550 kN/m.

Sono stati effettuati i dimensionamenti e le verifiche a presso-flessione deviata delle quattro pile sotto azione sismica, facendo in modo che il loro comportamento rimanesse in campo elastico sotto un'intensità sismica valutata per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

Sono state inoltre effettuate le verifiche su spostamenti e carichi massimi sugli isolatori, sottoponendo la struttura ad uno spettro calcolato per lo stato limite di collasso (SLC).

Vengono inoltre allegati alla presente relazione sette elaborati grafici che descrivono l'opera.

La struttura in esame è stata studiata dal punto di vista sismico anche attraverso una tecnica di progettazione basata sugli spostamenti (Direct Displacement Based Design).

E' stato osservato, tramite estese ricerche sperimentali, che la curvatura di snervamento per sezioni in calcestruzzo armato, è funzione delle caratteristiche geometriche (altezza per sezioni rettangolari, diametro per sezioni circolari ad esempio) e della deformazione di snervamento ε_y delle barre di rinforzo longitudinali. Il valore della curvatura di snervamento χ_y e quindi dello spostamento di snervamento Δ_y , è sostanzialmente indipendente dal carico applicato e dalla percentuale di armatura flessionale presente nella sezione. Questo porta a dire che la rigidezza di una sezione può essere determinata solo dopo aver ricavato le sollecitazioni sul dato elemento strutturale; in questo modo risulta necessario pensare a criteri alternativi di ripartizione dei carichi sui vari elementi resistenti della struttura, dal momento che non è corretto ripartire proporzionalmente alle rigidezze.

Per garantire uno spostamento rigido dell'impalcato prefissato Δ_d sia in direzione longitudinale che trasversale (tale da non provocare danni sulle strutture di ritegno), è stato imposto che lo spostamento del sistema composto di ciascun sistema pila e isolatore, fosse ovunque lo stesso. E' stato calcolato lo spostamento richiesto a ciascun isolatore Δ_{is} in funzione dello spostamento di snervamento della pila (noto a priori poiché sono note le caratteristiche geometriche della sezione) sul quale è posizionato.

Attraverso queste considerazioni è stato possibile ricavare i parametri necessari al calcolo della struttura equivalente: ξ_{eq} , m_{eq} . Entrando nello spettro degli spostamenti con il valore di Δ_d si ricava il periodo di vibrazione della struttura equivalente, attraverso il quale è possibile calcolare la rigidezza equivalente del sistema K_{eq} .

Il taglio alla base del sistema d'isolamento viene calcolato con la relazione $V_{base} = K_{eq} \cdot \Delta_d$ e ripartito sulle pile e sulle spalle in maniera direttamente proporzionale alla massa di impalcato afferente.

Note le azioni taglianti V_i su ogni elemento resistente si può dimensionare la rigidezza equivalente di ogni singolo isolatore. E' stato calcolato che la rigidezza degli isolatori sulle spalle deve essere pari a 660 kN/m, quella sulle pile 1 e 4 pari a 2470 kN/m e quella degli isolatori sulle pile centrali 2 e 3 pari a 6105 kN/m. Con il metodo di progettazione standard, la rigidezza degli isolatori sulle pile vale 3090 kN/m, mentre quella dei dispositivi sulle spalle 1550 kN/m; la differenza ottenuta tra i due diversi approcci progettuali consiste nel fatto che, con il metodo DDBD, lo spostamento di snervamento delle pile ha un'importanza rilevante. Le pile centrali sono le più alte (15,60 m), possono quindi compiere uno spostamento al limite di snervamento circa tre volte più grande rispetto a quello delle pile laterali alte la metà (7,80 m).

I risultati sono stati validati con un'analisi dinamica lineare a spettro di risposta, modellando la rigidezza delle pile lungo la direzione trasversale e longitudinale in modo tale da riprodurre quella calcolata manualmente a valle della procedura DDBD. I dati ottenuti col modello agli elementi finiti confermano i risultati ottenuti manualmente, validando in questo modo la procedura manuale. Gli spostamenti target Δ_d dell'impalcato sono esattamente quelli imposti con il calcolo manuale, tuttavia gli spostamenti su pile e isolatori non coincidono perfettamente a causa di elementi deformabili (trascurati nel calcolo a mano) che collaborano alla risposta strutturale.

Sarebbero opportune analisi time-history non lineari (ITHA) per validare il modello manuale, con l'inserimento di opportuni diagrammi $M - \chi$ per la sezione delle pile.

I momenti alla base delle pile ottenuti col metodo DDBD non si discostano molto da quelli ottenuti col metodo di progettazione classico, l'armatura minima strettamente necessaria non cambia, di conseguenza i dimensionamenti eseguiti con il metodo di progettazione standard rimangono inalterati; l'impalcato invece, secondo l'approccio standard, subisce degli spostamenti trasversali differenziali che provocano l'insorgere di sollecitazioni che tuttavia non lo fanno uscire dal campo elastico.

Bibliografia:

- [1] Matildi: “*Impalcati in lastra ortotropa e sezioni miste in acciaio-calcestruzzo*”
- [2] De Miranda: “*Impalcati in acciaio da ponte*”
- [3] Priestly, Calvi, Kowalsky: “*Displacement-Based Seismic Design of Structures*”
- [4] M. Merli, G. Ricci Bitti: Dispense del corso di Progetto di Ponti LS
- [5] Catalogo FIP industriale, serie SI
- [6] “*Norme Tecniche per le Costruzioni*” adottate con il D.M. del 14 gennaio 2008 e pubblicate sul S.O. n. 30 alla G.U. n. 29 del 04/02/2008.

Ringraziamenti

Al termine di questo mio lavoro vorrei ringraziare tutti coloro che mi hanno aiutato, in un modo o nell'altro a raggiungere questo traguardo.

Ringrazio con estremo affetto e riconoscenza i miei genitori, Luigi e Liviana per il loro immancabile e discreto sostegno morale ed economico: senza di loro, per me, sarebbe stato impossibile raggiungere questo impegnativo obiettivo.

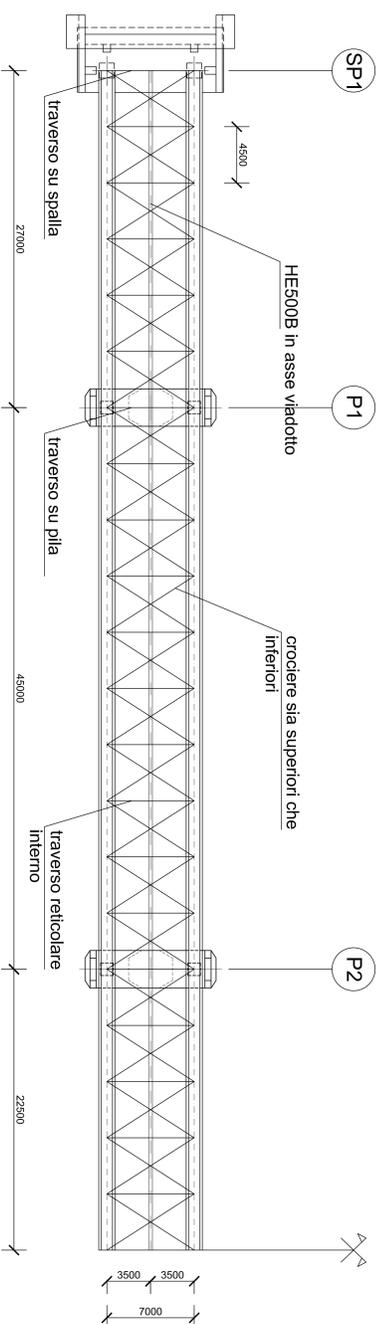
Un ringraziamento speciale a mia sorella Elisabetta, capace, con la sua ironia ed il suo costante ottimismo, di capirmi e ascoltarmi. Desidero ringraziare anche la mitica zia Vince per il costante sostegno affettivo ed economico.

Desidero ringraziare Claudia per esserci sempre stata, per aver condiviso con me tutto questo lungo cammino, per avermi sempre voluto bene e avuto la pazienza di capirmi. Grazie per questa bellissima amicizia cresciuta giorno dopo giorno.

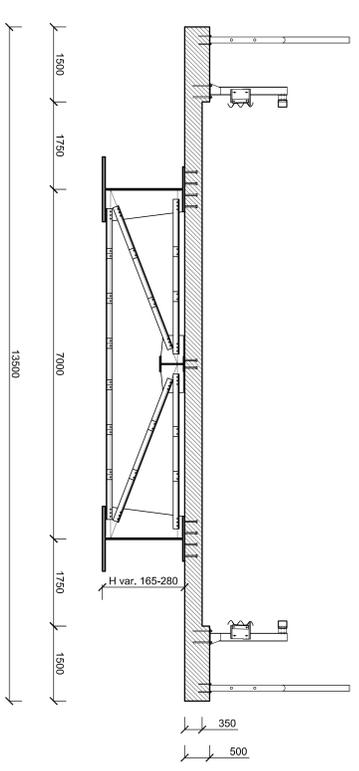
Un ringraziamento agli "Squallidi affittuari" di via Saragozza 244, Paolo, Ale, nonno Biagetti e Giacomino Sentenza, compagni di mille avventure e sventure "nella tenuta". Un grazie di cuore a Francesco, per la bellissima amicizia nata in questi anni.

Desidero ringraziare con tutto il mio affetto i miei migliori amici Luca, Pezo, Fabio, Dade e Lele: grazie per aver sempre creduto in me e per il bellissimo rapporto che ci lega, senza di voi la mia vita sarebbe piuttosto vuota. Ringrazio sentitamente l'Ale, persona vera e dal cuore d'oro: grazie per condividere con me questo bellissimo gioco dello scautismo che in molte occasioni ci aiuta a ritornare alla realtà. Un grazie alla Nico per il legame speciale che c'è tra noi e per il suo modo di esserci sempre.

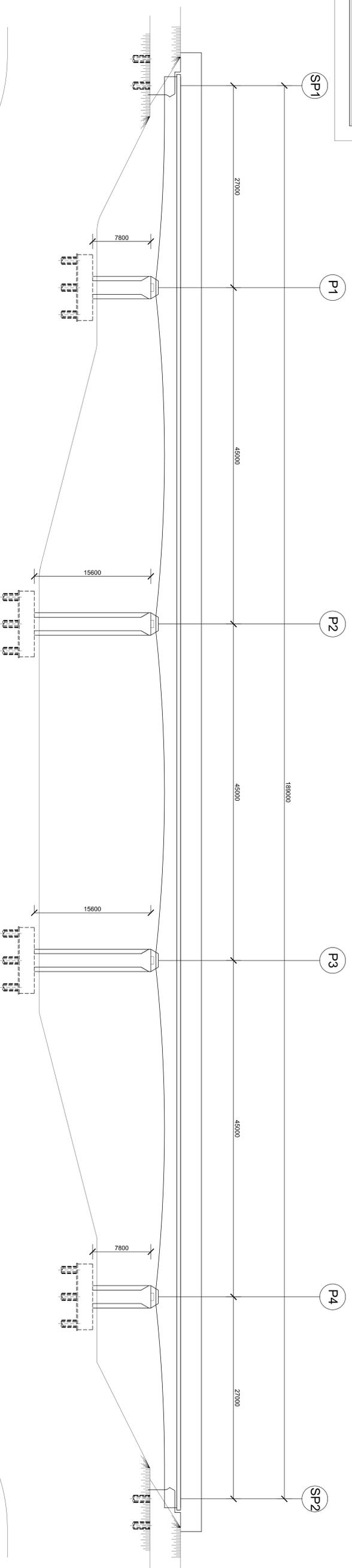
SEZIONE STRUTTURA PORTANTE IMPALCATO -Scala 1:200-



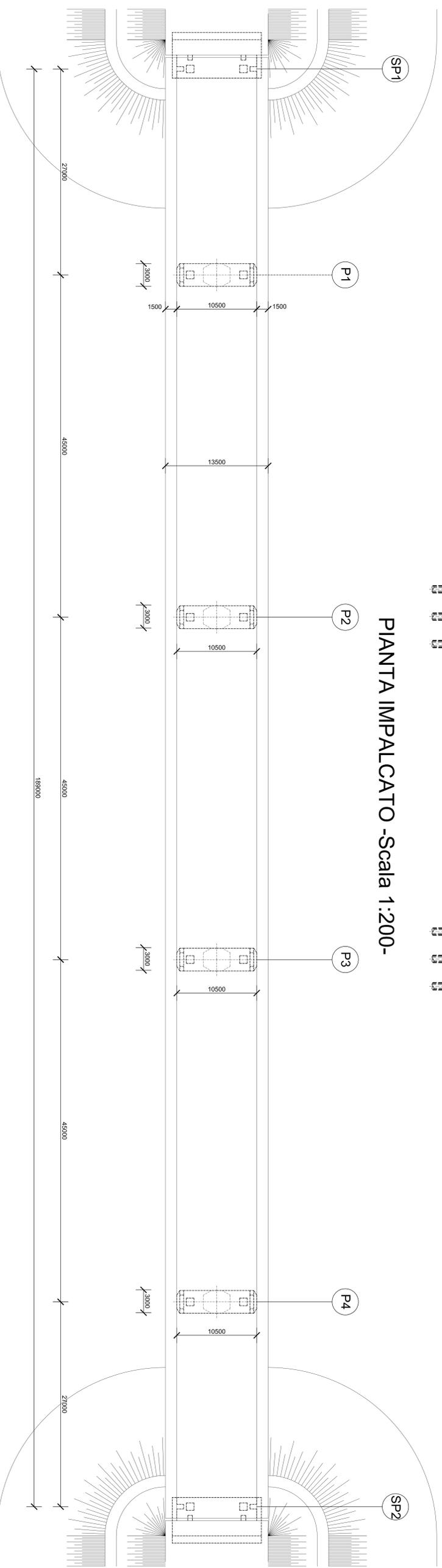
SEZIONE TRASVERSALE IMPALCATO -Scala 1:50-



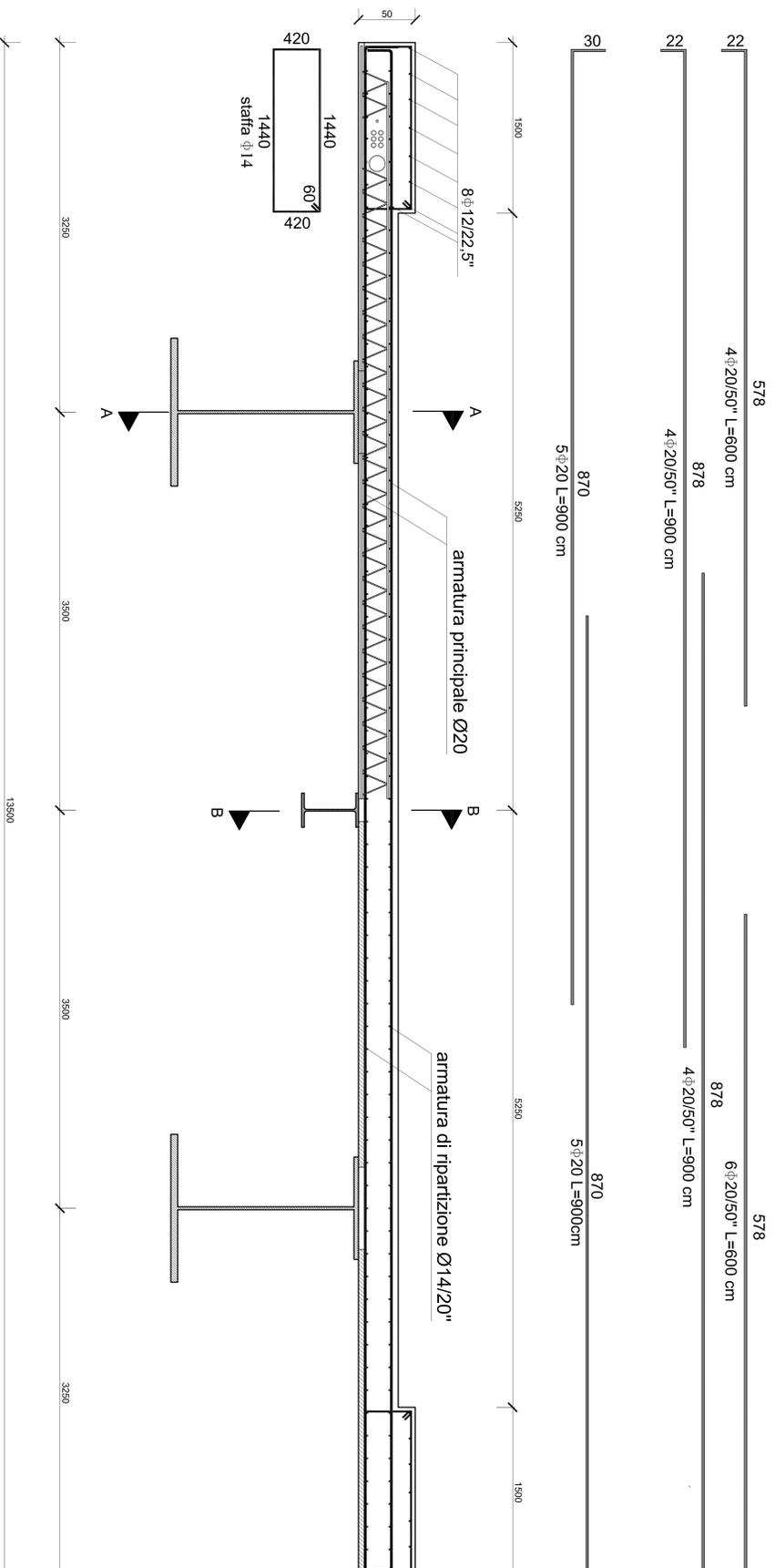
PROSPETTO -Scala 1:200-



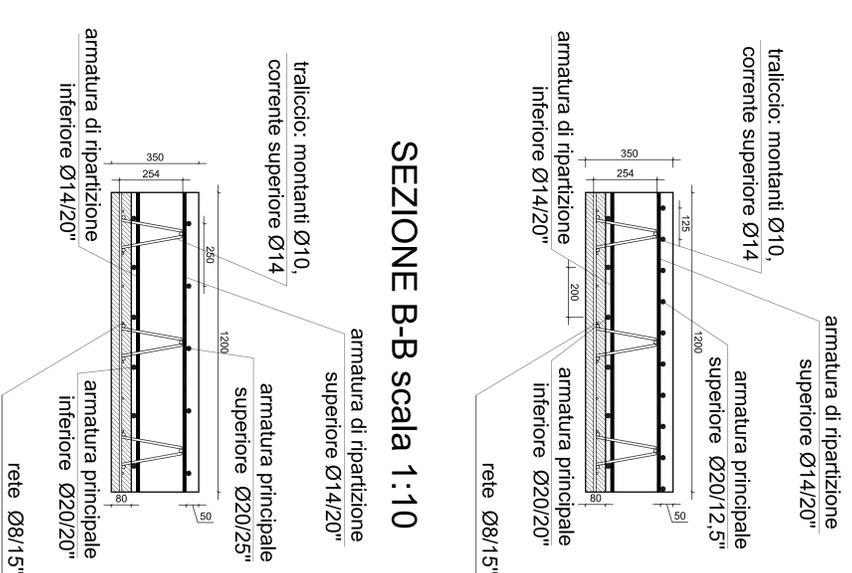
PIANTA IMPALCATO -Scala 1:200-



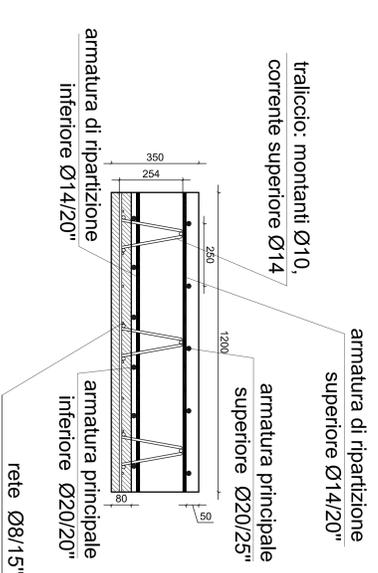
SEZIONE IMPALCATO scala 1:20



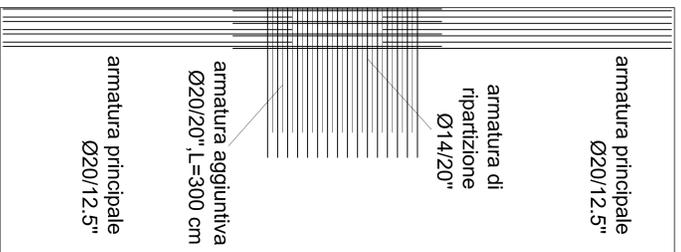
SEZIONE A-A scala 1:10



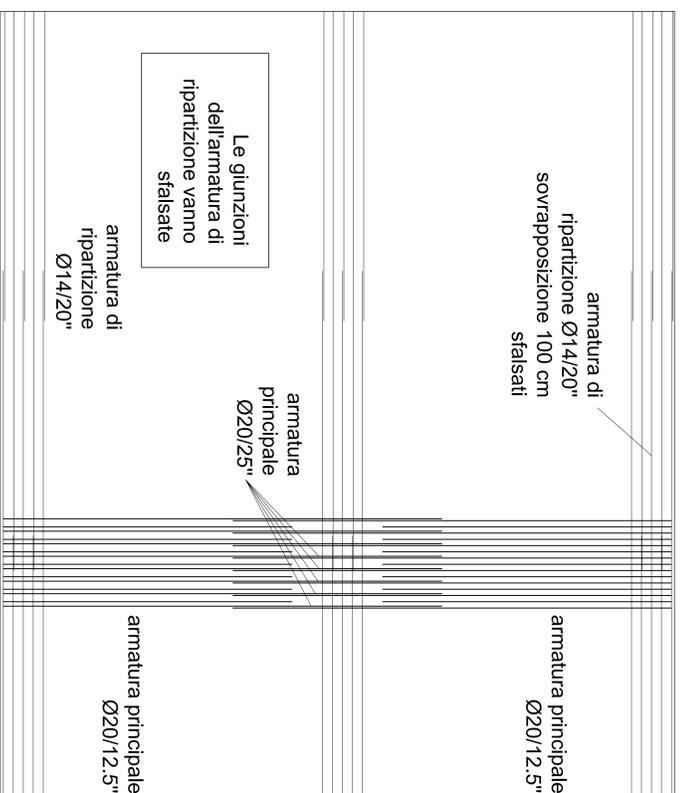
SEZIONE B-B scala 1:10



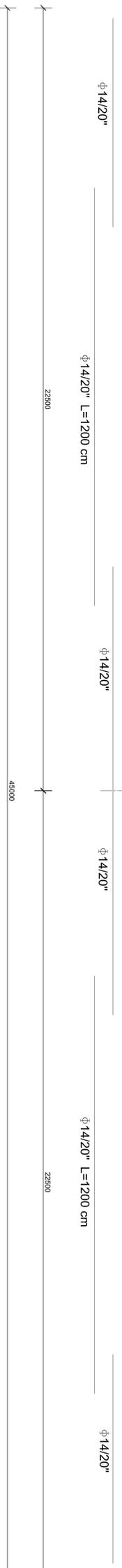
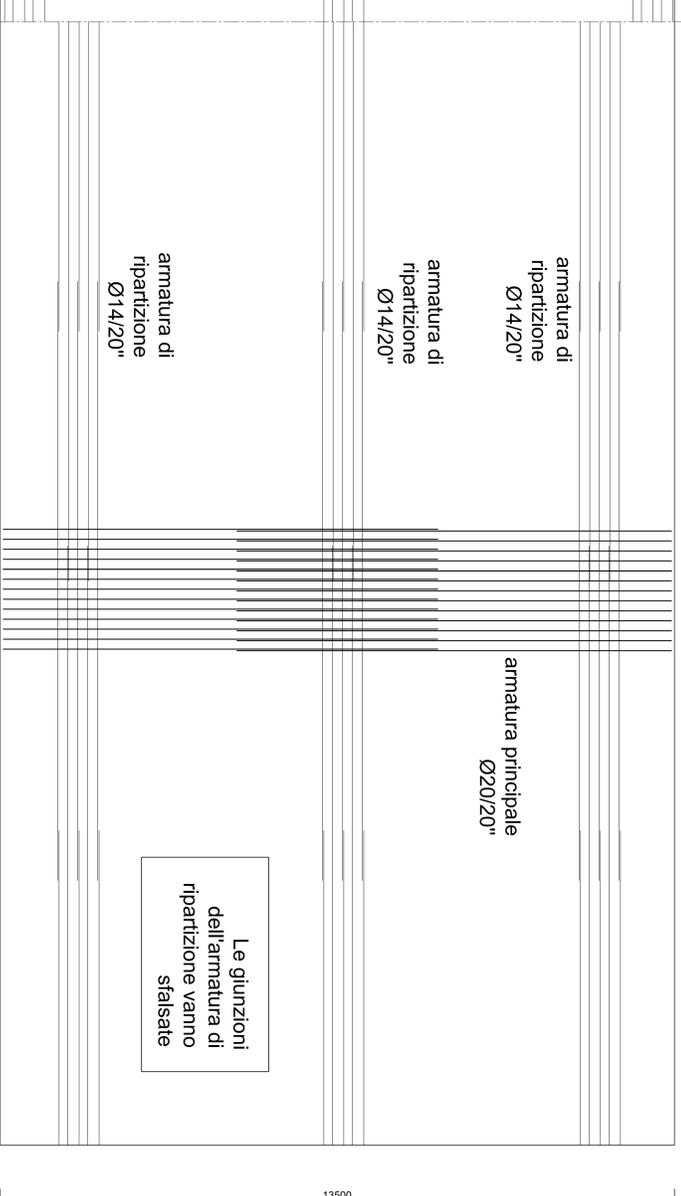
ARMATURA SUPERIORE
DI ESTREMITA'



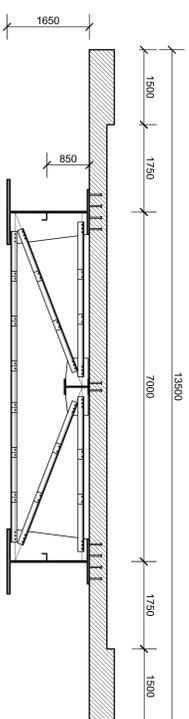
ARMATURA SUPERIORE SOLETTA



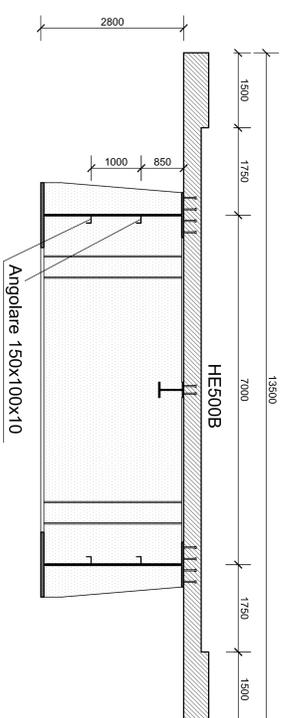
ARMATURA INFERIORE SOLETTA



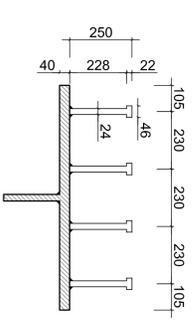
SEZIONE MEZZERIA CONCI 5-9-13 scala 1:50



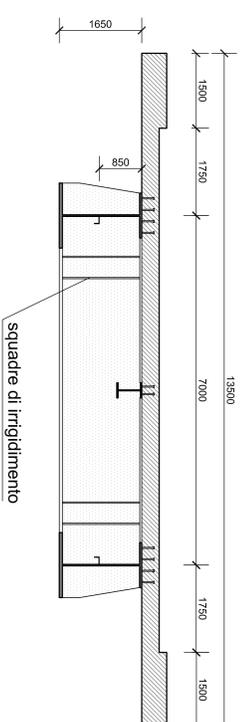
SEZIONE ASSE P1-P2-P3-P4 scala 1:50



DISPOSIZIONE PIOLI NELSON
 (PASSO 20-30 CM) scala 1:10

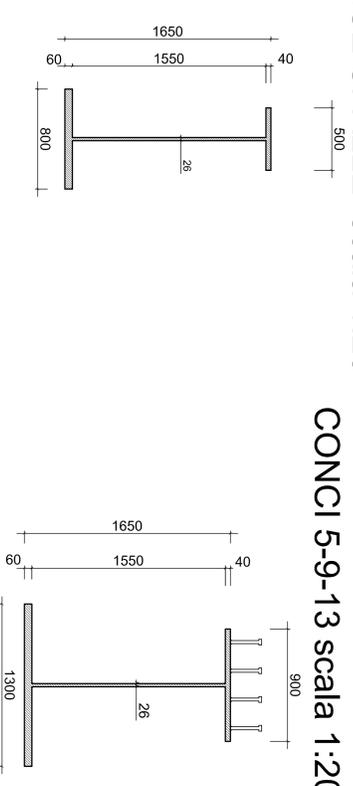


SEZIONE ASSE SP1-SP2 scala 1:50

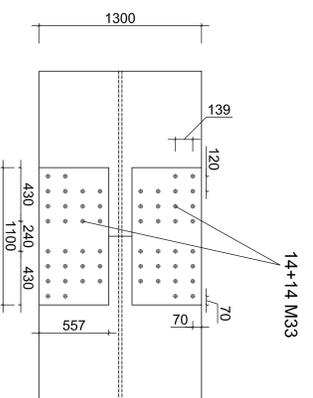


SEZIONE TRAVERSO
 ASSE SPALLE scala 1:20

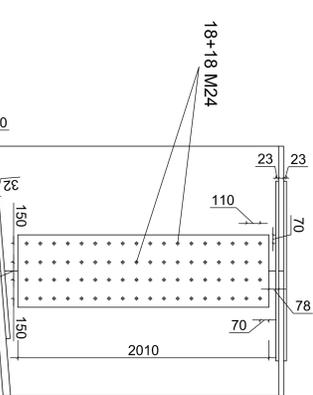
SEZIONE TRAVE IN ACCIAIO
 ASSE SPALLE E MEZZERIA
 CONCI 5-9-13 scala 1:20



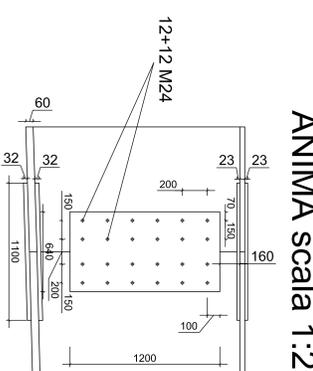
PIATTABANDA INFERIORE scala 1:20



PIATTABANDA SUPERIORE
 scala 1:20

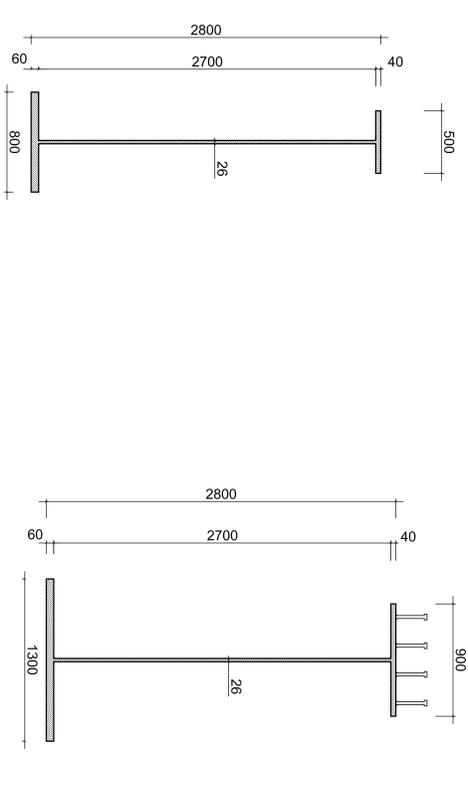


PIATTABANDA INFERIORE
 scala 1:20

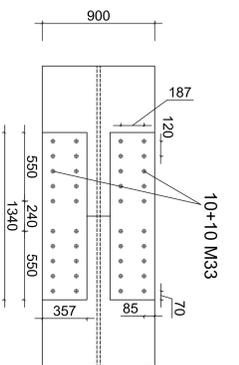


SEZIONE TRAVERSO
 ASSE PILE scala 1:20

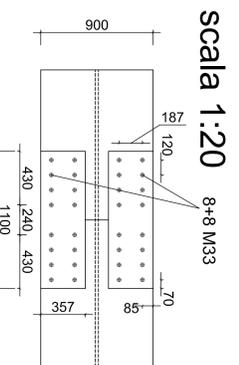
SEZIONE TRAVE IN ACCIAIO
 ASSE PILE scala 1:20



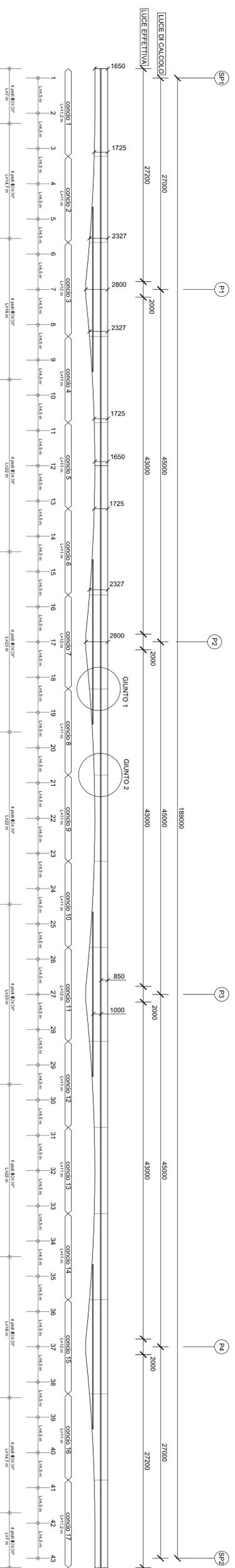
PIATTABANDA SUPERIORE scala 1:20



PIATTABANDA SUPERIORE
 scala 1:20

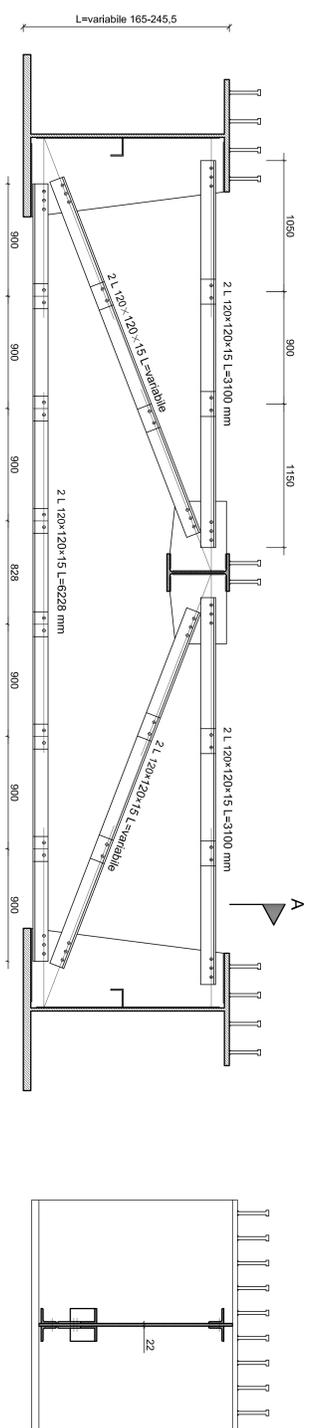


VISTA LONGITUDINALE TRAVE METALLICA scala 1:200

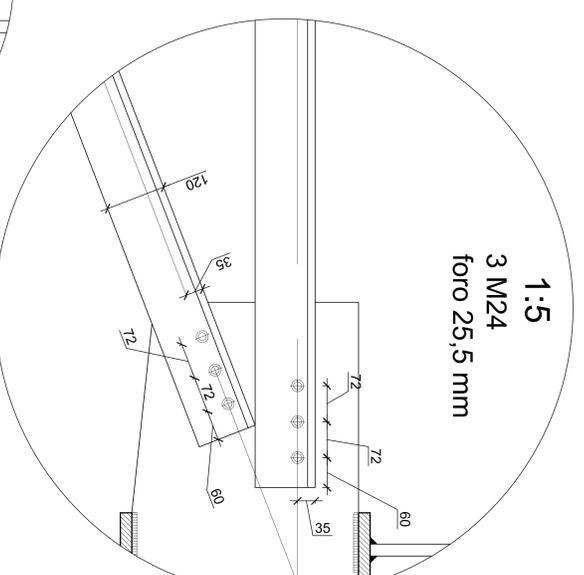
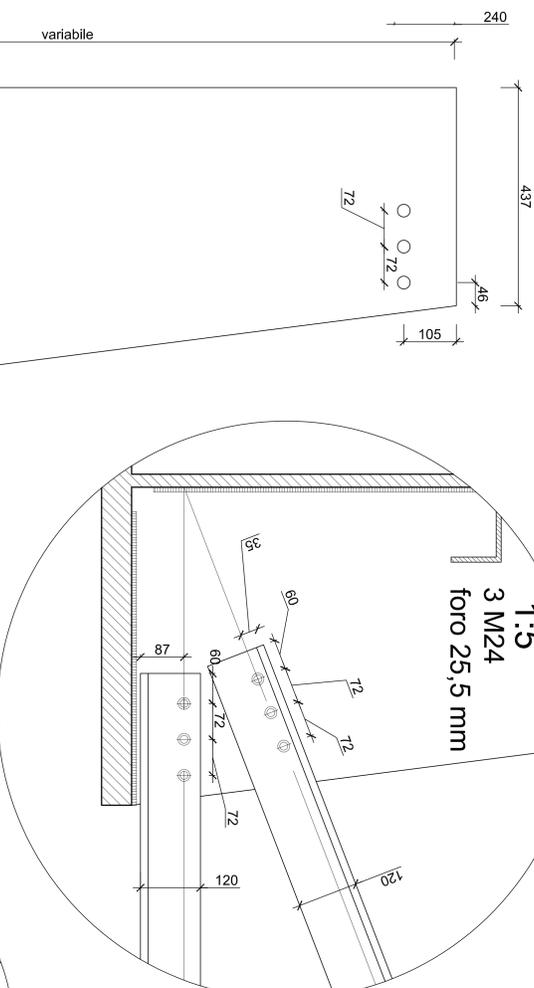


CONTROVENTAMENTO RETICOLARE TIPO scala 1:20

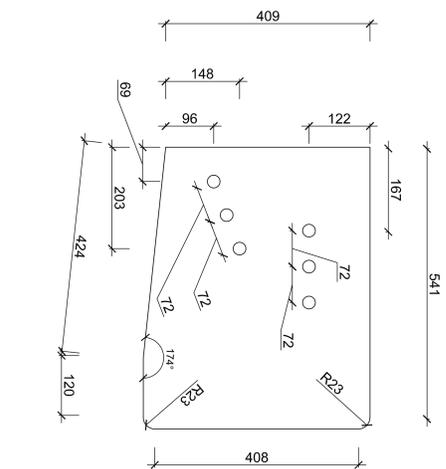
SEZIONE A-A scala 1:20



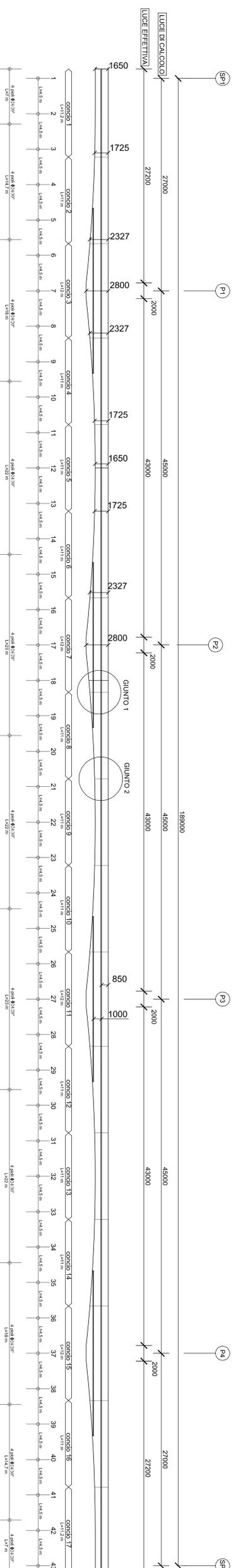
1:5



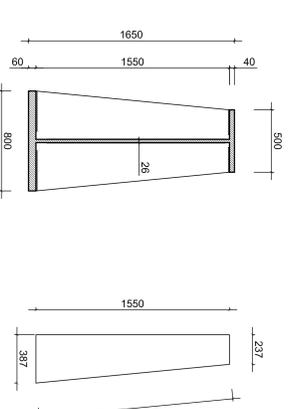
1:5



VISTA LONGITUDINALE TRAVE METALLICA scala 1:200

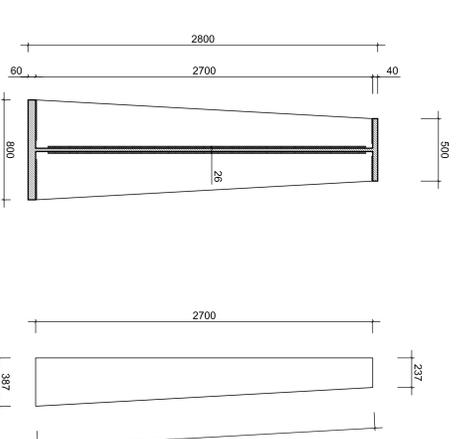


SEZIONE TRAVERSO
 ASSE SPALLA scala 1:20



Squadra irrigidimento
 traverso asse spalla

SEZIONE TRAVERSO
 ASSE PILA scala 1:20



Squadra irrigidimento
 traverso asse pila

MATERIALI
Acciaio strutturale S355J
Cis soletta C32/40
Cis elevazione pile C28/35
Bulloni classe 10.9 alta resistenza
Acciaio da armatura B450C

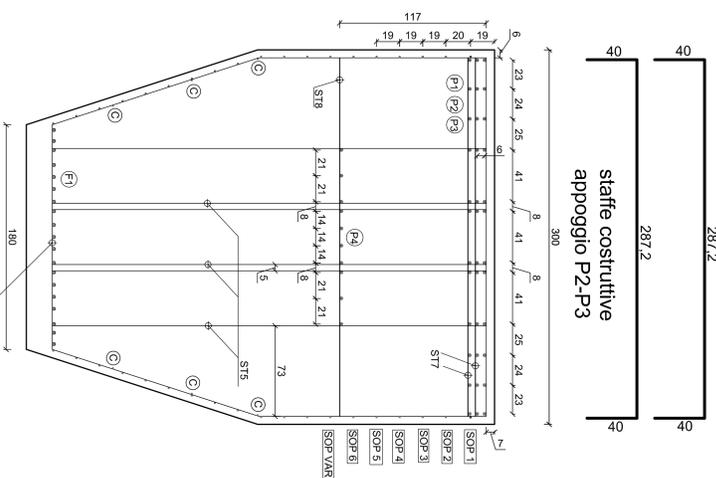
Relatore: Prof. Ing. M. MERLI
Correlatore: Ing. L. LANDI

Candidato:
Nicola CANTELLI matr. 0000-324220

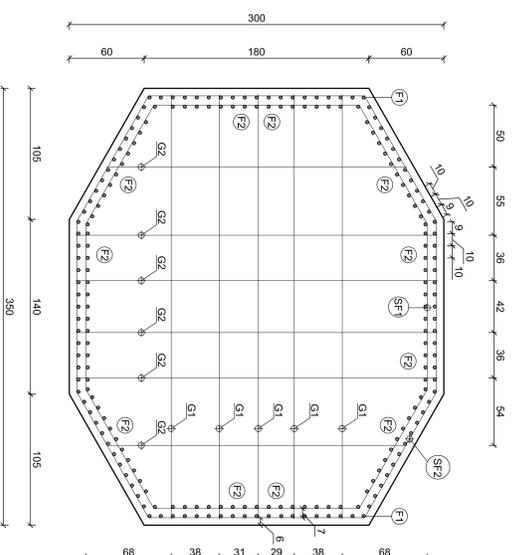
tutte le quote sono in centimetri

ALTEZZA DELLA PILA 15,60 m

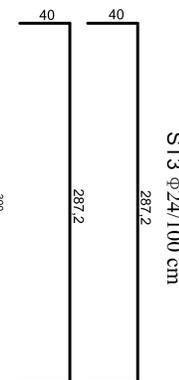
sezione B-B scala 1:20
ST7 ϕ 24/100 cm



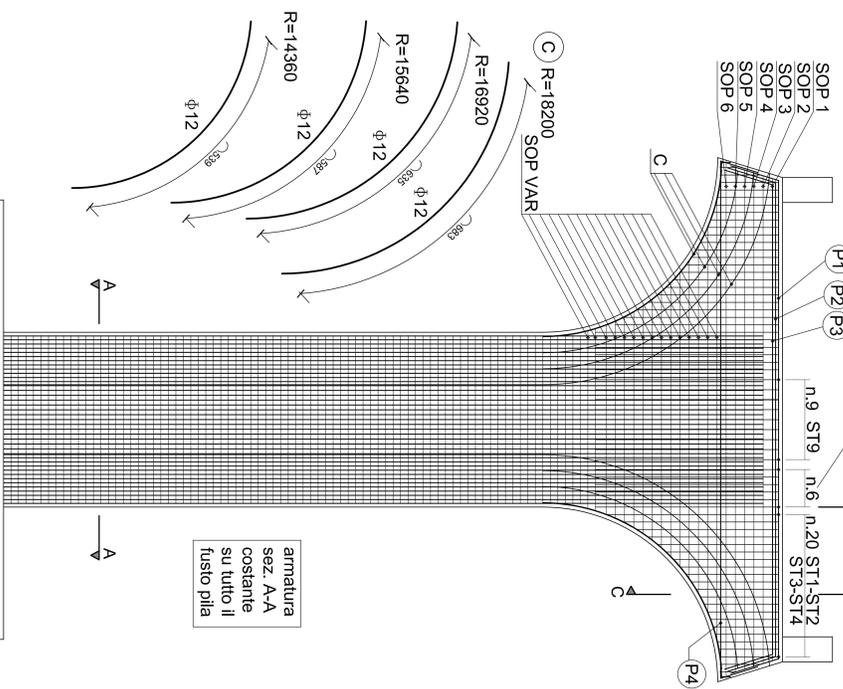
sezione A-A
F1 20+20 ϕ 26 calandrati nel pulvino
F2 17 ϕ 26



sezione C-C
ST3 ϕ 24/100 cm



SCALA 1:50



armatura
sez. A-A
costante
su tutto il
fusto pila

staffe costruttive
appoggio P2-P3

ST8 ϕ 24/100 cm

ST5 ϕ 16/15 cm

ST4 ϕ 24/100 cm

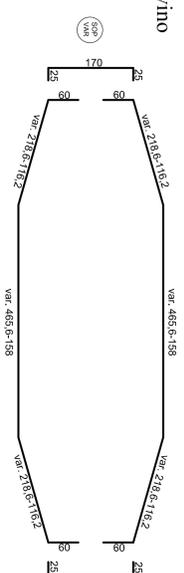
staffe costruttive
appoggio P4

ST1 ϕ 16/15 cm

ST6 ϕ 16/15 cm

ST2 ϕ 16/15 cm

F1 20+20 ϕ 26 calandrati nel pulvino
F2 17 ϕ 26



SF1

1+1 ϕ 14/15" L=71,1 cm
staffe costruttive
per appoggio barre
interne

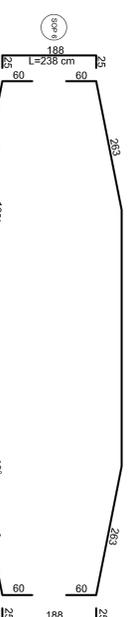
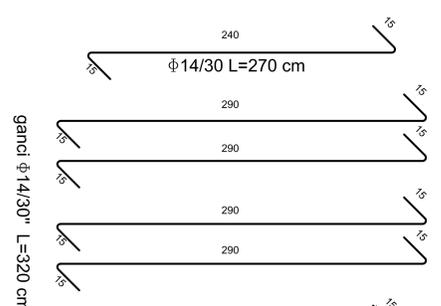
SF2

1+1 ϕ 14/15" L=74,4 cm

G1

ganci ϕ 14/30" L=369 cm

G2



SF1

1+1 ϕ 14/15" L=71,1 cm
staffe costruttive
per appoggio barre
interne

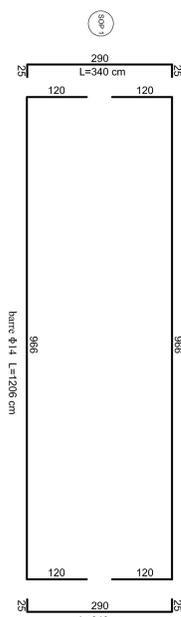
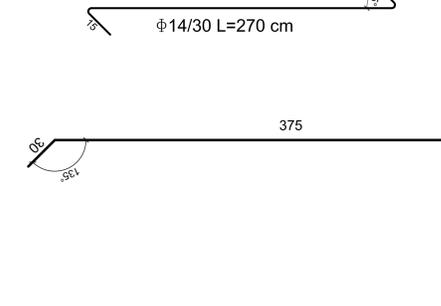
SF2

1+1 ϕ 14/15" L=74,4 cm

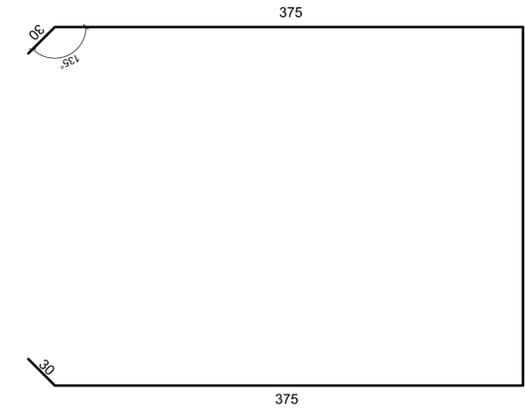
G1

ganci ϕ 14/30" L=369 cm

G2



ST9 ϕ 16/15 cm

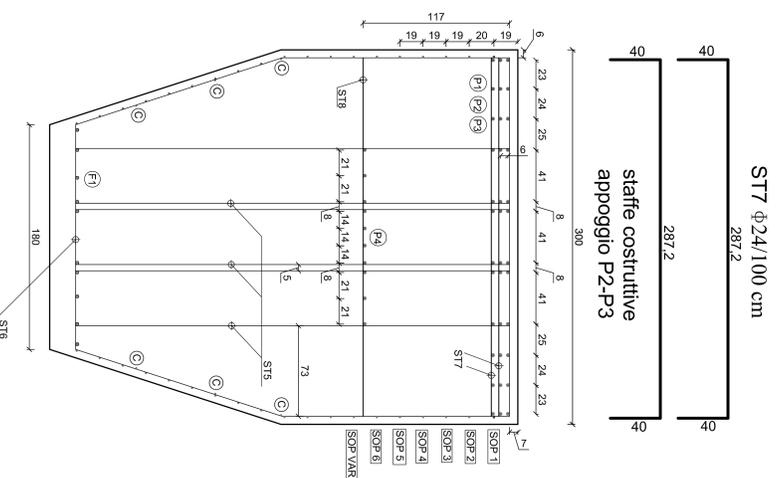


MATERIALI
 Acciaio strutturale S355J
 C/s soletta C32/40
 C/s elevazione pile C28/35
 Bulloni classe 10.9 alta resistenza
 Acciaio da armatura B450C

Relatore: Prof. Ing. M. MERLI
 Correlatore: Ing. L. LANDI

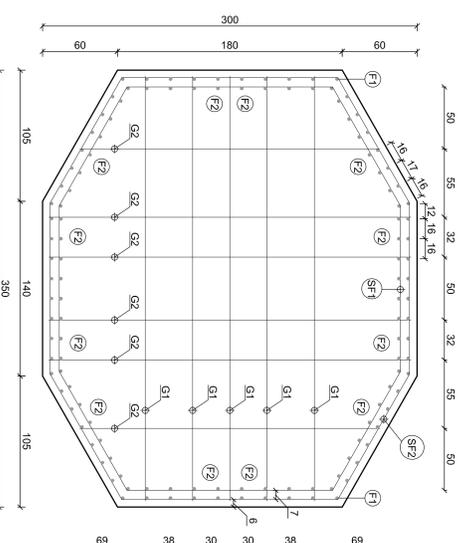
Candidato:
 Nicola CANTPELLI matr. 0000-324220

sezione B-B scala 1:20



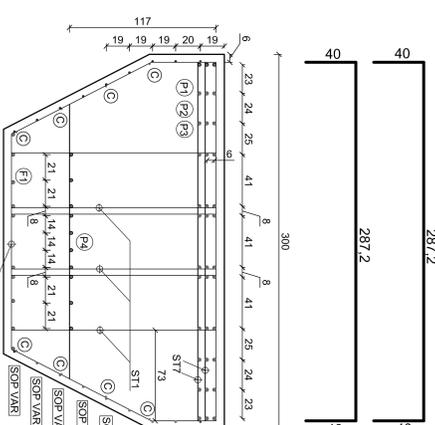
sezione A-A

10+10φ24 calandriati nel pulvino
 F2 108φ24

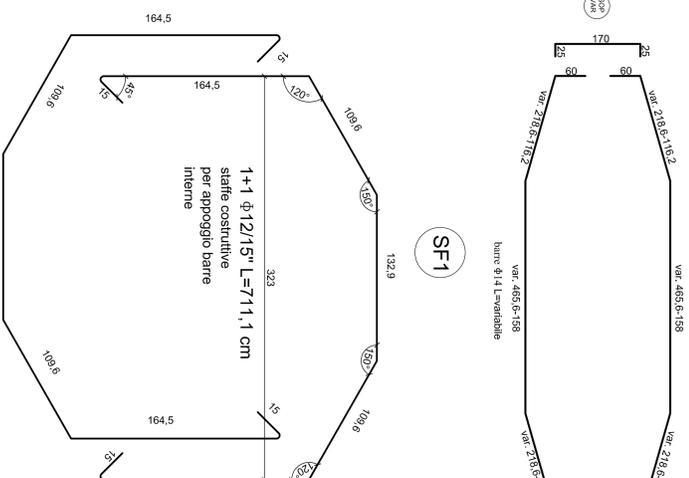


sezione C-C

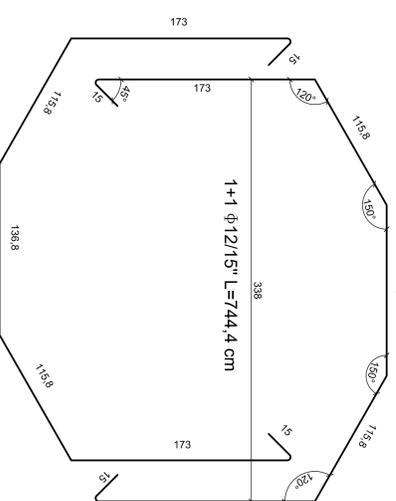
ST3 φ24/100 cm



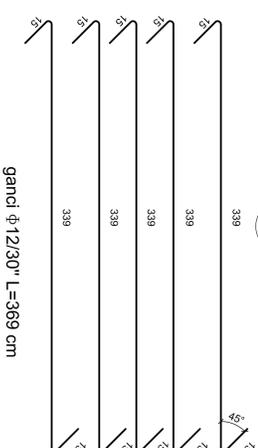
SF1



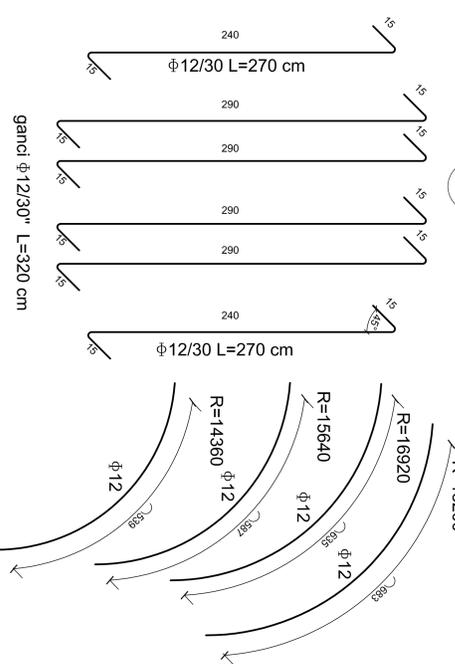
SF2



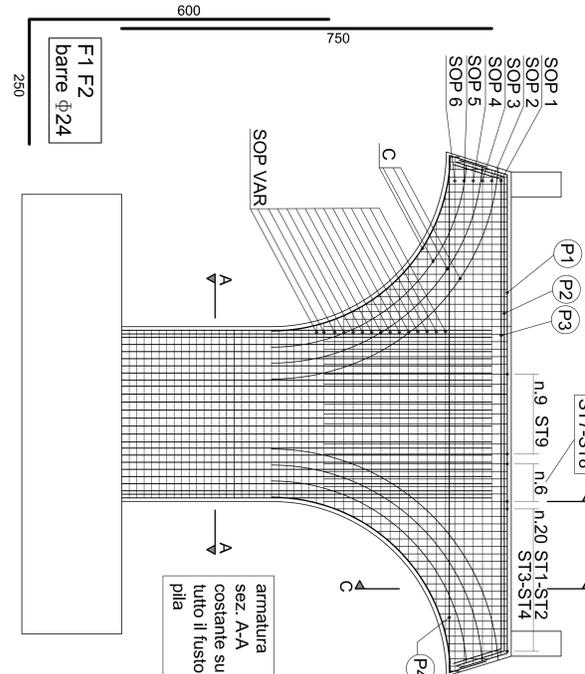
G1



G2

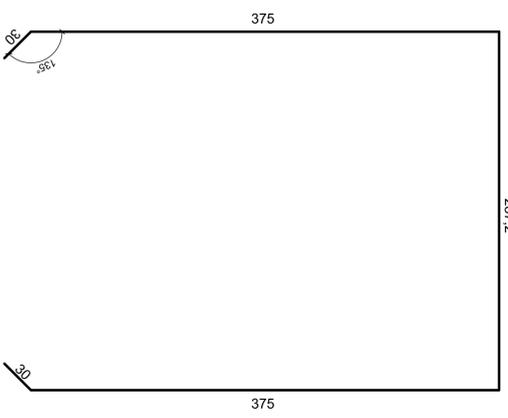


SCALA 1:50

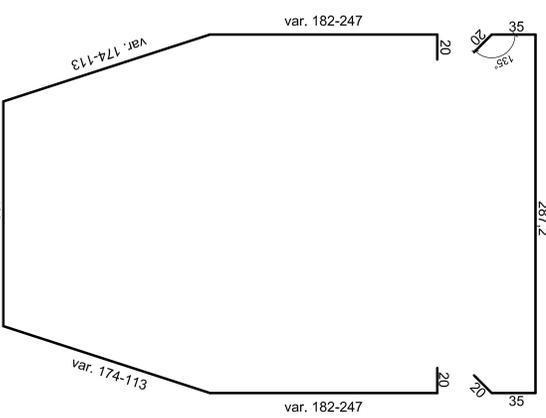


tutte le quote sono in centimetri

ST9 φ16/15 cm



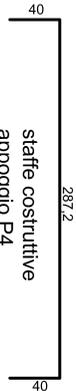
ST6 φ16/15 cm



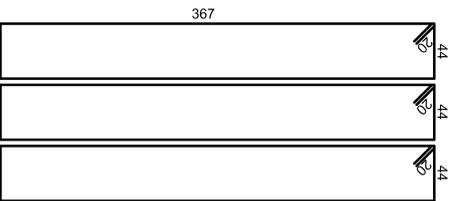
ST7 φ24/100 cm



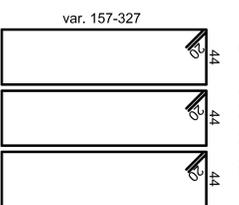
ST8 φ24/100 cm



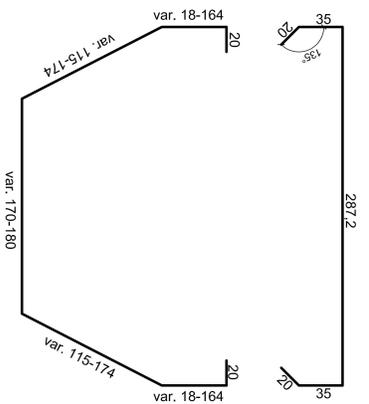
ST5 φ16/15 cm



ST1 φ16/15 cm

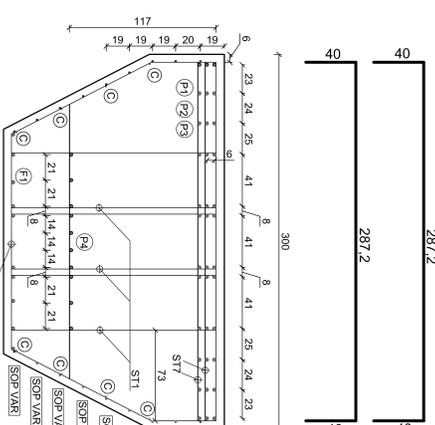


ST2 φ16/15 cm



sezione C-C

ST3 φ24/100 cm

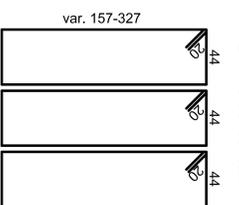


ST4 φ24/100 cm

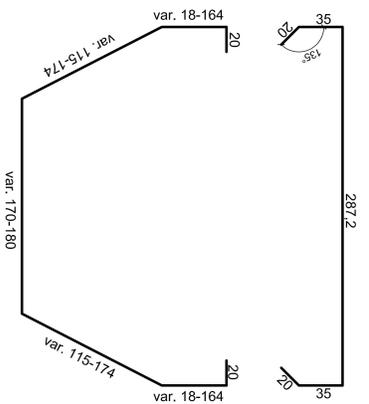


staffe costruttive
 appoggio P4

ST1 φ16/15 cm

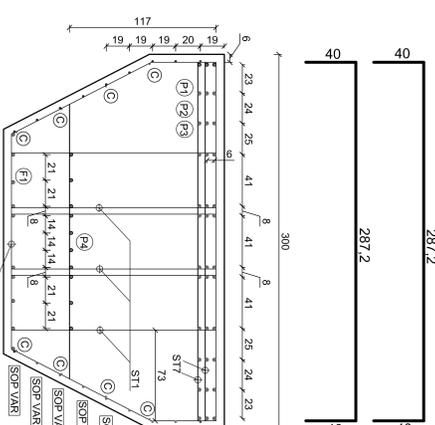


ST2 φ16/15 cm



sezione C-C

ST3 φ24/100 cm

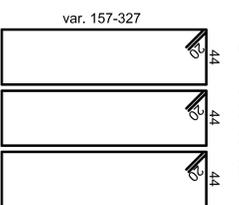


ST4 φ24/100 cm



staffe costruttive
 appoggio P4

ST1 φ16/15 cm



ST2 φ16/15 cm

