

ITINERARIO RAGUSA-CATANIA

Collegamento viario compreso tra lo Svincolo della S.S. 514 "di Chiaramonte"
con la S.S. 115 e lo Svincolo della S.S. 194 "Ragusana"
LOTTO 1 - Dallo svincolo n. 1 sulla S.S. 115 (compreso) allo svincolo n. 3 sulla S.P. 5 (escluso)

PROGETTO ESECUTIVO

COD. **PA895**

PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GP INGEGNERIA - COOPROGETTI -GDG - ICARIA - OMNISERVICE

PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Nando Granieri

Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351



IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Marco Leonardi

Ordine dei Geologi della Regione Lazio n° 1541

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Ambrogio Signorelli

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma n° A35111

VISTO IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Luigi Mupo

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:



Dott. Ing. N. Granieri
Dott. Ing. F. Durastanti
Dott. Ing. V. Truffini
Dott. Arch. A. Bracchini
Dott. Ing. L. Nani

Dott. Ing. M. Abram
Dott. Ing. F. Pambianco
Dott. Ing. M. Briganti Botta
Dott. Ing. L. Gagliardini
Dott. Geol. G. Cerquiglioni

MANDANTI:



Dott. Ing. G. Guiducci
Dott. Ing. A. Signorelli
Dott. Ing. E. Moscatelli
Dott. Ing. A. Bela

Dott. Ing. G. Lucibello
Dott. Arch. G. Guastella
Dott. Geol. M. Leonardi
Dott. Ing. G. Parente



Dott. Arch. E. A. E. Crimi
Dott. Ing. M. Panfilì
Dott. Arch. P. Ghirelli
Dott. Ing. D. Pelle

Dott. Ing. L. Ragnacci
Dott. Arch. A. Strati
Archeol. M. G. Liseno



Dott. Ing. D. Carlacconi
Dott. Ing. S. Sacconi
Dott. Ing. C. Consorti

Dott. Ing. F. Aloe
Dott. Ing. A. Salvemini



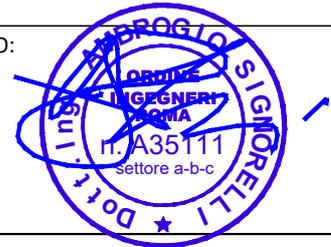
Dott. Ing. V. Rotisciani
Dott. Ing. G. Pulli
Dott. Ing. F. Macchioni

Dott. Ing. G. Verini Supplizi
Dott. Ing. V. Piunno
Geom. C. Sugaroni



Dott. Ing. P. Agnello

IL RESPONSABILE DI PROGETTO:



VIADOTTI
VIADOTTO VALLONE DELLE COSTE - CARR. SX
Relazione di calcolo delle sottostrutture

CODICE PROGETTO			NOME FILE	REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	T01VI02STRRE02B		
L O 4 0 8 Z	E	2 1 0 1	CODICE ELAB. T 0 1 V I 0 2 S T R R E 0 2	B	-
D					
C					
B	Revisione a seguito di Rapporto di Verifica		Novembre 2021	A. Signorelli	N. Granieri
A	EMISSIONE		GIUGNO 2021	A. Signorelli	N. Granieri
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO APPROVATO

Sommario

1	PREMESSA.....	3
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	4
3	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	11
4	MATERIALI	13
4.1	CALCESTRUZZO.....	13
4.2	ACCIAIO PER ARMATURE ORDINARIE	13
5	CRITERI DI CALCOLO E DI VERIFICA.....	14
6	ANALISI DEI CARICHI	18
6.1	AZIONI DALL'IMPALCATO	18
6.1.1	Peso proprio della struttura (g1)	18
6.1.2	Carichi permanenti portati (g2)	18
6.1.3	Variazione termica su impalcato (E3)	18
6.1.4	Cedimenti vincolari (E4)	19
6.1.5	Azioni sui parapetti e urto del veicolo in svio (Q8)	19
6.2	AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO (Q1)	19
6.2.1	Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione (Q3)	20
6.2.2	Azione centrifuga (Q4)	20
6.3	AZIONE DEL VENTO (Q5).....	20
6.4	AZIONE SISMICA (Q6)	22
6.5	COMBINAZIONI DI CARICO	27
7	SOFTWARE DI CALCOLO E MODELLAZIONE.....	30
7.1	METODOLOGIA DI ANALISI	31
7.1.1	Modellazione	31
7.1.2	Elementi strutturali	31
7.1.3	Vincoli esterni	32
7.1.4	Dispositivi di appoggio	32
8	RISULTATI ANALISI DINAMICA.....	33

RELAZIONE DI CALCOLO

8.1.1 Risultati analisi dinamica e deformate modali.....	33
9 VERIFICA DELLE PILE	36
9.1 VERIFICA SEZIONE SPICCATO PILA 1	38
9.1.1 Verifica allo SLU sezione di spiccato	38
9.1.2 Verifica allo SLE sezione di spiccato	39
9.2 VERIFICA SEZIONE SPICCATO PILA 2	41
9.2.1 Verifica allo SLU sezione di spiccato	41
9.2.2 Verifica allo SLE sezione di spiccato	42
9.3 VERIFICA SEZIONE SPICCATO PILA 3	44
9.3.1 Verifica allo SLU sezione di spiccato	44
9.3.2 Verifica allo SLE sezione di spiccato	45
9.4 VERIFICA SEZIONE SPICCATO PILA 4	47
9.4.1 Verifica allo SLU sezione di spiccato	47
9.4.2 Verifica allo SLE sezione di spiccato	48
10 VERIFICA DEI BAGGIOLI	50
11 APPOGGI E GIUNTI	53
11.1 ISOLATORI ELASTOMERICI	53
11.1.1Azioni sugli isolatori	53
11.1.2Verifica dei massimi spostamenti allo slc	56
11.2 EFFETTI DELLA VARIABILITÀ DELLA RIGIDEZZA DEGLI ISOLATORI.....	57
11.3 VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO SISMICO	58
11.4 GIUNTI DI DILATAZIONE	60

1 PREMESSA

La presente relazione illustra l'analisi e le verifiche strutturali effettuate per la progettazione dell'impalcato e delle pile del viadotto "Vallone delle Coste" carreggiata direzione Ragusa (carreggiata sinistra), previsto nell'ambito dei lavori di collegamento autostradale Ragusa-Catania: ammodernamento a n° 4 corsie della S.S. 514 "Di Chiaromonte" e della S.S. 194 Ragusana dallo svincolo con la S.S. 115 allo svincolo con la S.S. 114.

L'opera consiste in un viadotto a 5 campate realizzato con impalcato metallico a due travi, isolato sismicamente rispetto alle sottostrutture mediante dispositivi elastomerici. La lunghezza complessiva dell'opera è di circa 290m con luci massime di circa 60m e con pile che raggiungono una altezza massima di 20 m

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'opera in progetto consiste in un viadotto a cinque campate con impalcato misto acciaio-calcestruzzo con schema statico di trave continua avente luci a 47.67+63.58+63.47+63.77+49.52 m per la carreggiata direzione Ragusa (carreggiata sinistra) e pari a 48.55+64.82+64.72+64.71+50.20 m per la carreggiata direzione Catania (carreggiata destra)

La sezione trasversale dell'impalcato destro (carreggiata direzione Catania) prevede due travi metalliche, oltre alla trave di spina centrale, disposte ad interasse trasversale pari a 10.00 m, con traversi posti a passo longitudinale variabile (tipico 9 m). La trave interno-curva ha una sezione a doppio T di altezza pari a 3300 mm mentre la trave esterno-curva ha un'altezza di 3550 mm. I traversi di testata ed intermedi sono realizzati con travi a doppio T composte mediante saldatura di altezza rispettivamente pari a 1800 mm e 1200 mm.

La sezione trasversale dell'impalcato sinistro (carreggiata direzione Ragusa) prevede due travi metalliche, oltre trave di spina centrale che si protrae dalla pila P3 fino alla spalla SP2, disposte ad interasse trasversale variabile con valore massimo pari a 8.065 m per la carreggiata sinistra e traversi posti a passo longitudinale variabile (tipico di 9000 mm). La trave interno-curva ha una sezione a doppio T di altezza pari a 3300 mm mentre la trave esterno-curva ha un'altezza pari a 3450 mm. I traversi di testata ed intermedi sono realizzati con travi a doppio T composte mediante saldatura di altezza rispettivamente pari a 1800 mm e 1200 mm.

Lo sviluppo longitudinale delle travi, per entrambi gli impalcati, comprende diversi conci la cui anima è provvista di irrigidimenti longitudinali e trasversali ad interasse variabile.

L'opera in oggetto è progettata per una vita nominale VN pari a 50 anni.

Ai fini del calcolo delle azioni sismiche è stata considerata una classe d'uso IV ("Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico") ai sensi del D.M. 14 gennaio 2008, da cui scaturisce un coefficiente d'uso CU = 2.

Pertanto le azioni sismiche sull'opera vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento VR = VN x CU = 50 x 2 = 100 anni.

RELAZIONE DI CALCOLO

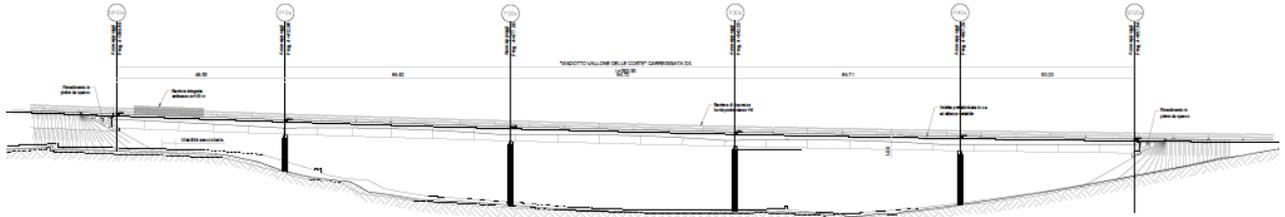


Figura 1 Prospetto carreggiata destra RG-CT

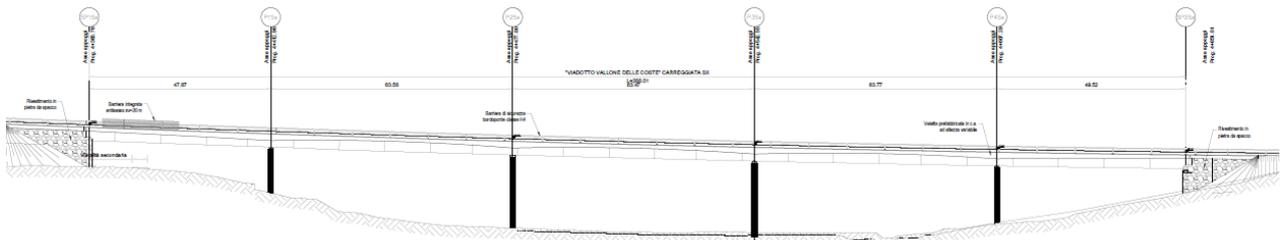


Figura 2 Prospetto carreggiata sinistra CT-RG

La soletta di impalcato, solidarizzata alle travi, è gettata in opera e presenta spessore complessivo di 300 mm, al lordo delle lastre tipo predalles di spessore 60 mm. La solidarizzazione della soletta alle travi metalliche è affidata a idonei connettori a taglio di tipo a piolo Nelson aventi diametro $\varnothing 19$.

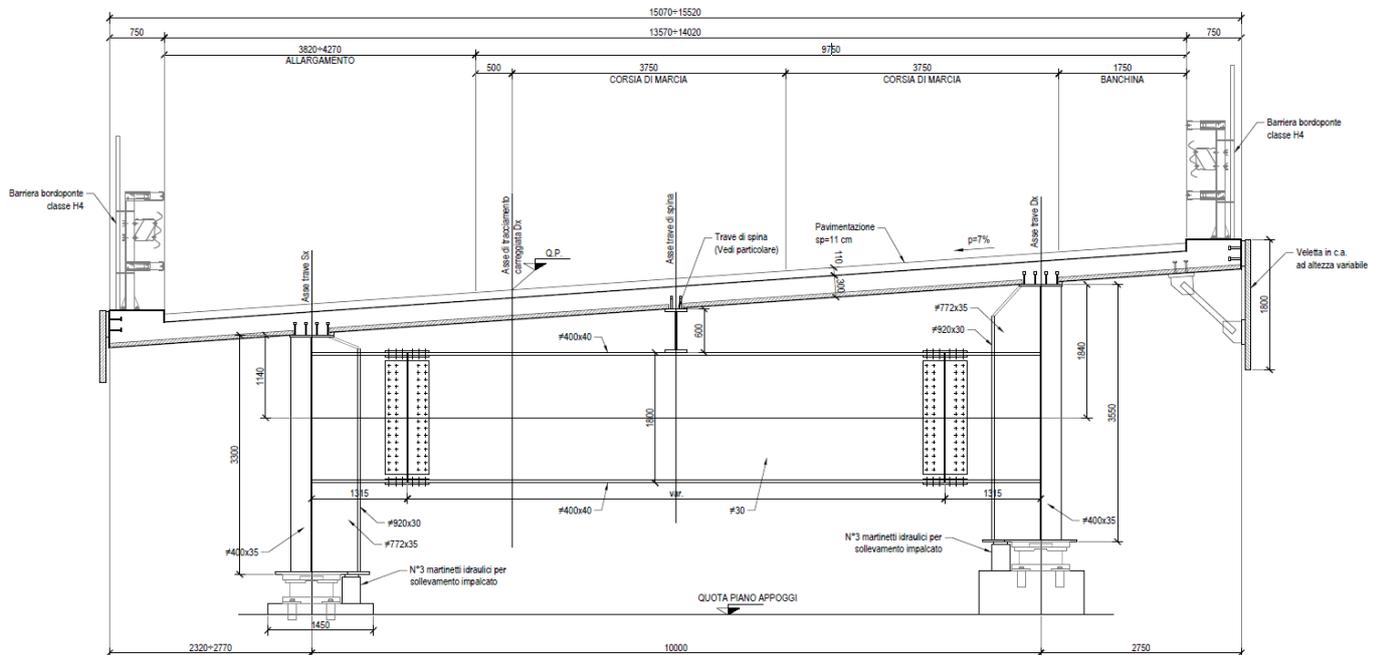


Figura 3 Sezione trasversale dell'impalcato su pila P1DX

Le pile sono di tipo tradizionale in c.a. e sono costituite da fusti a sezione piena di massimo ingombro variabile da 9.30 m x 1,75 m a 12,00 m x 1,75 m. La sezione si mantiene con dimensioni costanti per tutta l'estensione del fusto. Le fondazioni delle pile sono suddivise in due tipologie: di tipo diretto su pila singola (tipo 1) e unica su doppia pila (tipo 2).

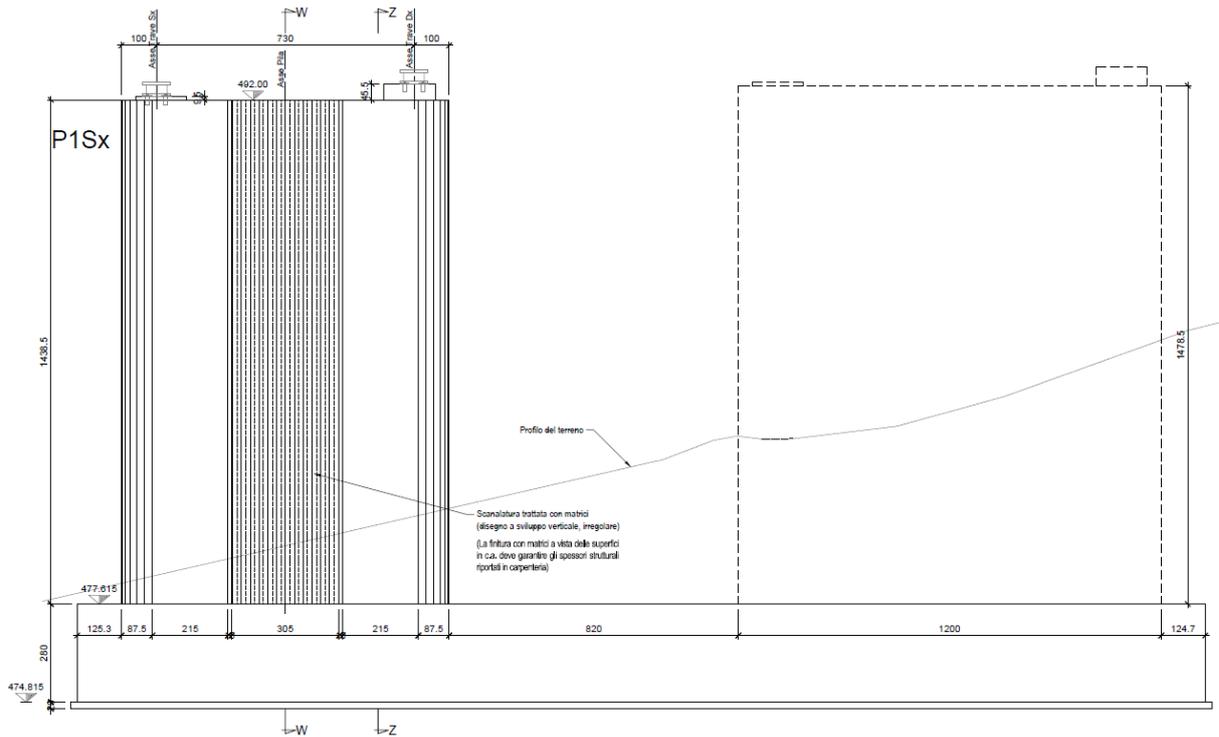


Figura 4 Prospetto pila 1

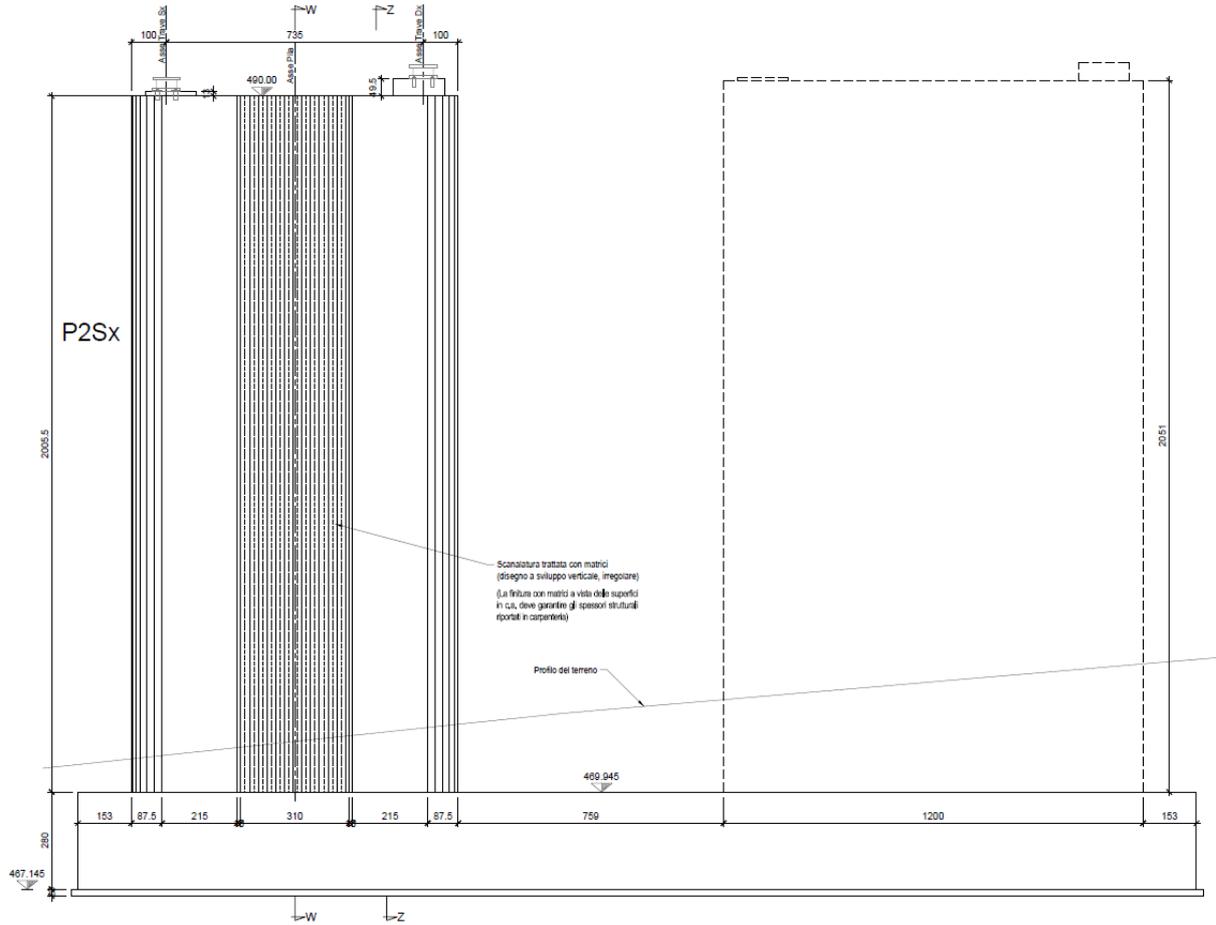


Figura 5 Prospetto pila 2

RELAZIONE DI CALCOLO

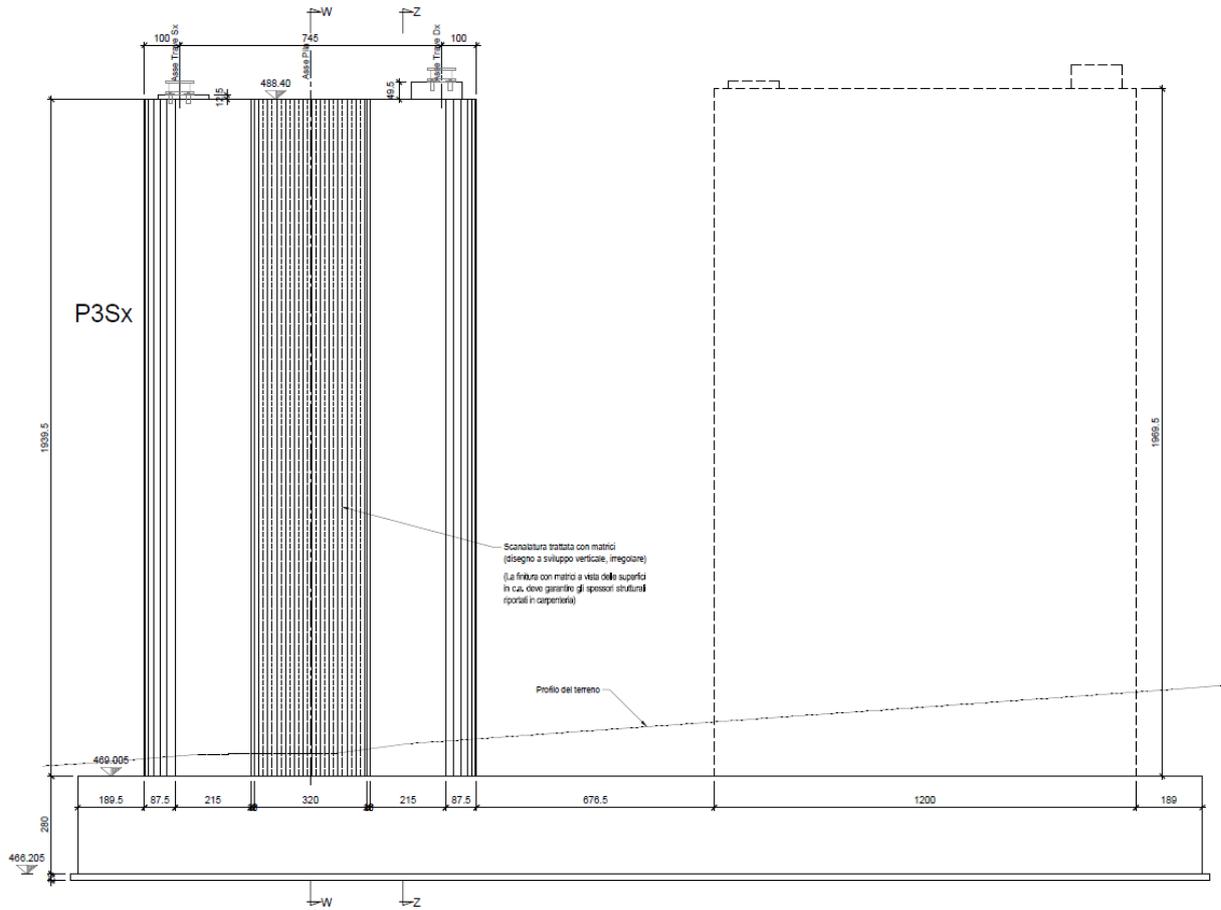


Figura 6 Prospetto pila 3

RELAZIONE DI CALCOLO

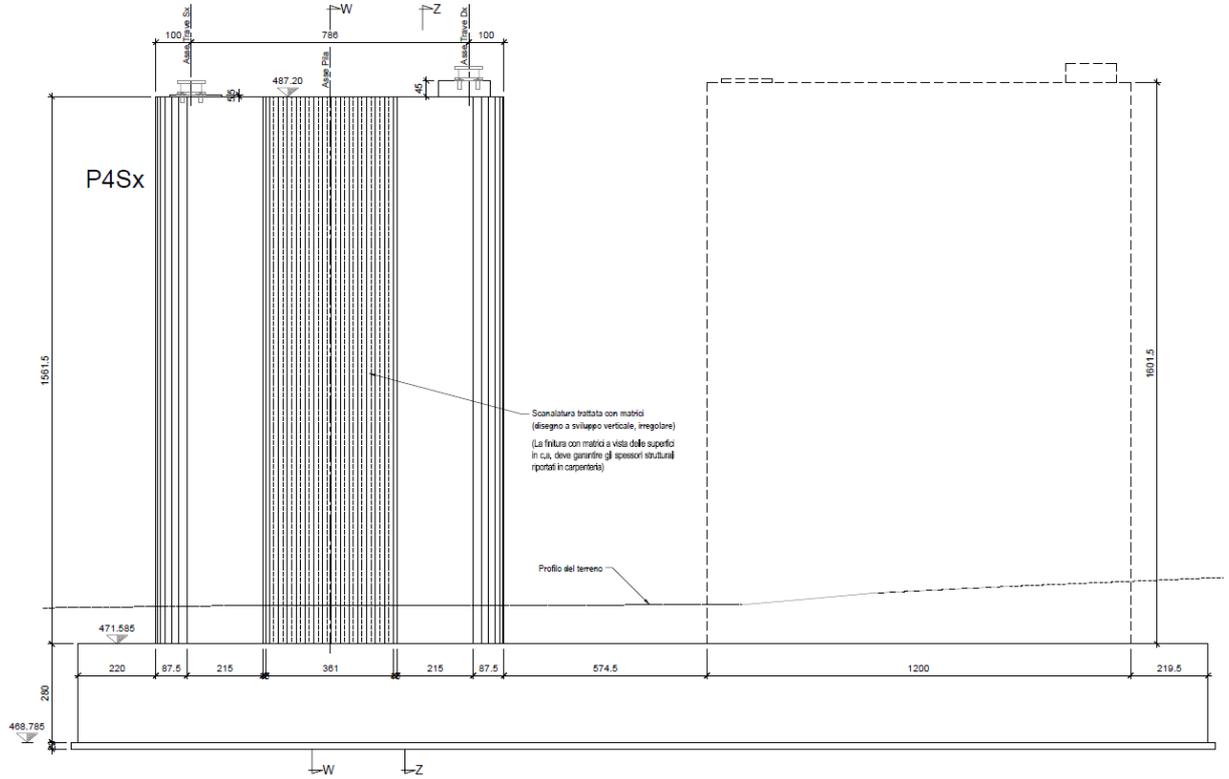


Figura 7 Prospetto pila 4

L'impalcato poggia su isolatori sismici di tipo elastomerico. Lo schema di vincolamento è quello di seguito riportato:

RELAZIONE DI CALCOLO

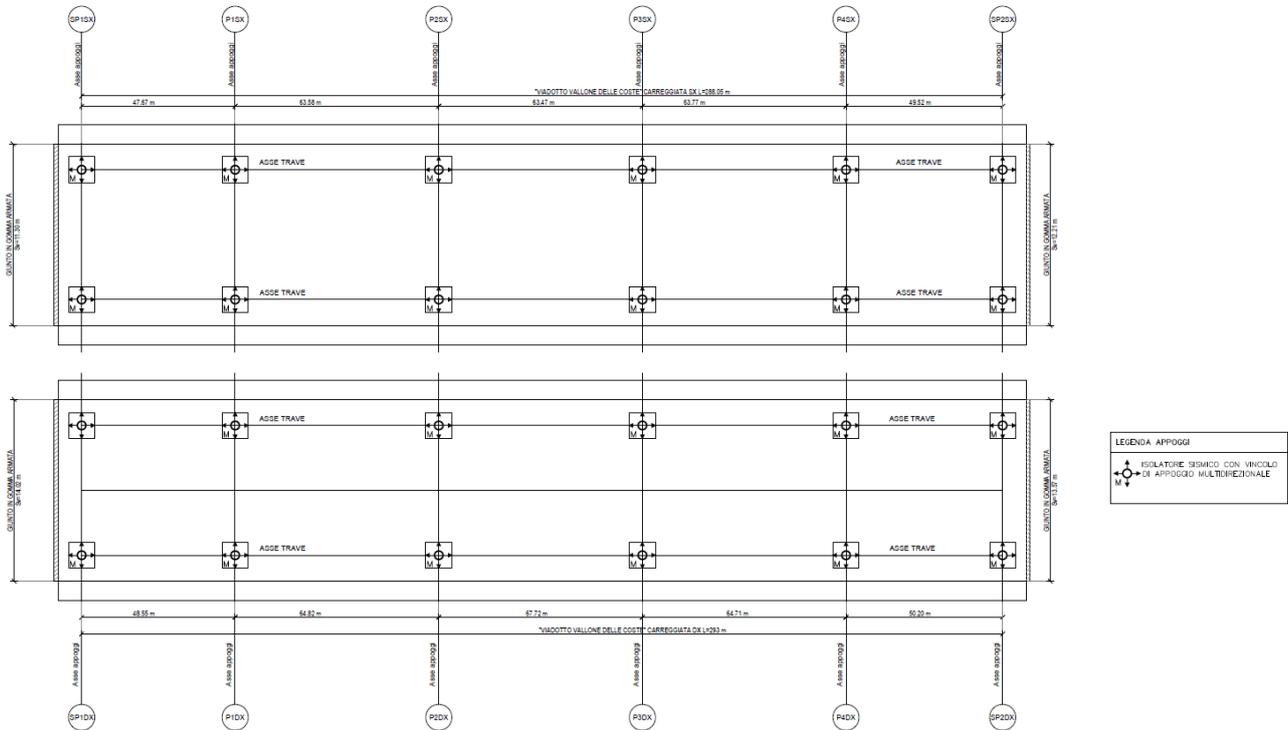


Figura 8: Schema di vincolamento

Il montaggio delle travi metalliche è previsto mediante sollevamento dal basso con autogru dopo la realizzazione delle sottostrutture (pile, spalle, baggioli e apparecchi di appoggio). I conci che costituiscono ciascuna campata sono assemblati nelle aree di cantiere opportunamente individuate, sono sollevati fino alla quota prevista e quindi collegati con quelli della campata precedente, procedendo dalle spalle lato Ragusa verso le spalle lato Catania. Una volta montata la carpenteria metallica, sono disposte le predelle autoportanti e le velette laterali prefabbricate, si provvede alla posa dell'armatura longitudinale e trasversale e quindi al getto della soletta.

Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici specifici (Metodi e fasi costruttive impalcato).

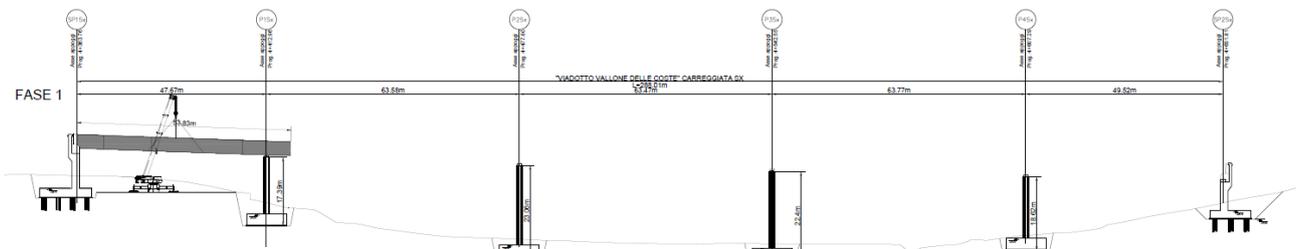


Figura 9: Schema di montaggio

3 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Il progetto è sviluppato nell'osservanza della vigente normativa cogente e tecnica. In particolare, si fa riferimento a:

- D. Min. Infrastrutture 14 gennaio 2008 "Nuove norme tecniche per le costruzioni";
- Circolare 2 febbraio 2009 n.617: Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D. Min. 14 gennaio 2008;
- UNI EN 1992-1-1:2015: "Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici";
- UNI EN 1992-2:2006: "Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi"
- UNI EN 1998-2:2011: "Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 2: Ponti";
- UNI EN 1993-2:2007: "Eurocodice 3: Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 2: Ponti di acciaio»;
- UNI EN 1993-1-5:2019: "Eurocodice 3: Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra";
- UNI EN 1994-2:2006: "Eurocodice 4: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Parte 2: Regole generali e regole per i ponti";
- UNI EN 206:2016 Calcestruzzo – Parte1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità.
- UNI 11104:2016 Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della UNI EN 206
- UNI 9156:2015 Cementi resistenti ai solfati - Classificazione e composizione
- UNI EN ISO 4063:2011 Saldatura e tecniche affini - Nomenclatura e codificazione numerica dei processi
- UNI EN 1011-1:2009: Saldatura - Raccomandazioni per la saldatura di materiali metallici - Parte 1: Guida generale per la saldatura ad arco

RELAZIONE DI CALCOLO

- UNI EN ISO 17635:2010 Controllo non distruttivo delle saldature - Regole generali per i materiali metallici
- UNI EN ISO 9692-1:2005 "Saldatura e procedimenti connessi - Raccomandazioni per la preparazione dei giunti - Parte 1: Saldatura manuale ad arco con elettrodi rivestiti, saldatura ad arco con elettrodo fusibile sotto protezione di gas, saldatura a gas, saldatura TIG e saldatura mediante fascio degli acciai"

Il metodo di calcolo adottato è quello semiprobabilistico agli stati limite, con applicazione di coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni, variabili in ragione dello stato limite indagato.

4 MATERIALI

Per la realizzazione delle pile dell'opera in oggetto sono previsti i seguenti materiali:

4.1 CALCESTRUZZO

Caratteristiche del calcestruzzo per magrone

Classe di resistenza minima	C_{min}	C12/15
-----------------------------	-----------	--------

Caratteristiche del calcestruzzo per elevazioni pile

Conforme alle norme UNI EN 206-1/UNI 11104		Classe di esposizione
		XC3
Classe di resistenza minima	C_{min}	C28/35
Classe di consistenza	S	S4
Dimensione massima aggregati	D_{max}	30
Classe di contenuto in cloruri	Cl	0.20

La dimensione minima del copriferro per le pile è pari a 5 cm.

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo e per la definizione della classe di resistenza di queste ultime in funzione delle condizioni ambientali, si farà riferimento alle indicazioni contenute nelle norme UNI EN 206-1 ed UNI 11104.

4.2 ACCIAIO PER ARMATURE ORDINARIE

Acciaio per armatura ordinaria		
Acciaio in barre ad aderenza migliorata tipo B450C controllato in stabilimento		
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	$\geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	$\geq 540 \text{ N/mm}^2$

5 CRITERI DI CALCOLO E DI VERIFICA

CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALE

Il presente paragrafo illustra nel dettaglio i criteri generali di verifica adottati per le verifiche strutturali condotte nel progetto. Ulteriori dettagli di carattere specifico, laddove impiegati, sono dichiarati e motivati nelle relative risultanze delle verifiche.

Criteri di verifica delle sezioni in c.a.

Per le sezioni in cemento armato si effettuano:

- verifiche per gli stati limite ultimi a presso-flessione ed a taglio;
- verifiche per gli stati limite di esercizio per la limitazione delle tensioni;
- verifiche per gli stati limite di esercizio per la fessurazione.

Verifica agli stati limite ultimi per pressoflessione e taglio

Le verifiche a pressoflessione vengono condotte confrontando le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando il corrispondente fattore di sicurezza (FS) come rapporto tra la sollecitazione resistente e la massima agente.

Le verifiche flessionali allo SLU sono eseguite adottando le seguenti ipotesi:

- Conservazione delle sezioni piane;
- Perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- Resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;
- Rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
- Rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima;

Le tensioni nel calcestruzzo e nell'armatura sono state dedotte a partire dalle deformazioni utilizzando i rispettivi diagrammi tensione-deformazione.

Per quanto attiene la legge σ - ϵ del calcestruzzo si è utilizzata una curva parabola-rettangolo, considerando solo la porzione compressa e con $\epsilon_{c2}=0,2\%$ ed $\epsilon_{cu}=0,35\%$.

Per quanto riguarda l'acciaio si è assunto un diagramma bilineare elastico-perfettamente plastico.

RELAZIONE DI CALCOLO

La verifica allo stato limite ultimo per azioni di taglio è condotta secondo quanto prescritto dalla norma UNI EN 1992-1-1:2005, per elementi con armatura a taglio verticali.

Si fa, pertanto, riferimento ai seguenti valori della resistenza di calcolo:

- $V_{Rd,c} = \max \left\{ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d; (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$, resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio
- $V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \vartheta$, valore di progetto dello sforzo di taglio che può essere sopportato dall'armatura a taglio alla tensione di snervamento
- $V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \vartheta + \tan \vartheta}$, valore di progetto del massimo sforzo di taglio che può essere sopportato dall'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse.

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$ con d in mm
- $\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$
- A_{sl} è l'area dell'armatura tesa
- b_w è la larghezza minima della sezione in zona tesa
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \cdot f_{cd}$
- N_{Ed} è la forza assiale nella sezione dovuta ai carichi
- A_c è l'area della sezione di calcestruzzo
- $C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}$
- $k_1 = 0,15$
- $v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$

- $v = 0,5$ per calcestruzzi fino a C70/85
- $1 \leq \cot\theta \leq 2,5$
- A_{sw} è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio
- s è il passo delle staffe
- f_{ywd} è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio
- $v_1 = v$ è il coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato per taglio
- α_{cw} è un coefficiente che tiene conto dell'interazione tra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale.

Verifica agli stati limite di esercizio

Si effettuano le seguenti verifiche agli stati limite di esercizio:

- stato limite delle tensioni in esercizio;
- stato limite di fessurazione.

Nel primo caso, si esegue il controllo delle tensioni nei materiali supponendo una legge costitutiva tensioni-deformazioni di tipo lineare, nel secondo caso si adotta uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni ed alla sensibilità delle armature alla corrosione.

I limiti tensionali e la scelta dello stato limite di fessurazione sono riportate di volta in volta nei paragrafi successivi in relazione all'elemento strutturale verificato.

Criteri di verifica delle pile

Di seguito si riportano i criteri di verifica a pressoflessione e taglio delle pile, compatibilmente con la strategia di protezione sismica adottata.

Verifica a pressoflessione nella sezione di base

Nelle sezioni in cui è prevista la formazione di cerniere plastiche, rappresentate dalla sola sezione alla base della pila, occorre verificare che:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

nella quale:

M_{Ed} è il momento flettente derivante dall'analisi;

M_{Rd} è il momento resistente della sezione.

Verifica a taglio

Le sollecitazioni taglianti, tanto per la sezione di base, quanto per le altre sezioni, si ottengono con il criterio della GR al fine di escludere possibili meccanismi di rottura fragile. Il criterio conduce al seguente valore di taglio di calcolo:

$$V_{gr,i} = V_{Ed,i} \cdot \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rd,base}}{M_{Ed,base}}$$

nella quale:

$V_{gr,i}$ è il taglio sollecitante nella sezione "i" calcolato sulla base della gerarchia delle resistenze;

$V_{Ed,i}$ è il taglio sollecitante nella sezione "i" derivante dall'analisi con spettro di progetto.

I valori di resistenza degli elementi in calcestruzzo armato devono, inoltre, essere divisi per un fattore di sicurezza aggiuntivo nei confronti della rottura fragile calcolato sulla base del taglio di calcolo $V_{Ed,i}$ e del taglio di progetto per la gerarchia della resistenza $V_{gr,i}$

$$1 \leq \gamma_{Rd} = 1,25 + 1 - q \cdot \frac{V_{Ed,i}}{V_{gr,i}} \leq 1,25$$

Nelle zone critiche, l'angolo di inclinazione delle bielle di calcestruzzo compresso è assunto pari a 45°. Le dimensioni della sezione sono riferite al nucleo confinato di calcestruzzo.

Il taglio $V_{gr,i}$ non può comunque superare il taglio derivante dall'analisi con spettro elastico.

6 ANALISI DEI CARICHI

6.1 AZIONI DALL'IMPALCATO

6.1.1 Peso proprio della struttura (g1)

Sono considerati i seguenti pesi specifici dei materiali:

- calcestruzzo armato: $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$
- acciaio per carpenterie metalliche: $\gamma_a = 78.5 \text{ kN/m}^3$

6.1.2 Carichi permanenti portati (g2)

Binder e strato di usura:

- peso dell'unità di volume: $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$
- spessore: $s = 0,1 \text{ m}$

Cordoli:

- peso dell'unità di volume: $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
- larghezza: $L = 0,75 \text{ m}$
- spessore: $s = 0,16 \text{ m}$

Guardrail, parapetti ed elementi di bordo:

- peso delle barriere integrate: $2 + 2 = 4 \text{ kN/m}$
- peso medio della veletta prefabbricata: 1.75 kN/m

—

6.1.3 Variazione termica su impalcato (E3)

Gli effetti delle differenze di temperatura tra la soletta di impalcato e la struttura metallica sottostante sono analizzati prevedendo una variazione termica uniforme pari a $\Delta T = +15/-18^\circ\text{C}$ applicata alla soletta secondo quanto previsto al prospetto 6.1 (approccio1) della EN 1991-1-5.

Per la valutazione dei giunti e delle slitte si considera una variazione termica uniforme su tutto l'impalcato, rispetto alla temperatura media annuale, pari a $\Delta T = +/- 20^\circ$, tuttavia c'è da considerare che tali azioni non sono largamente inferiori agli spostamenti di impalcato in fase sismica. Pertanto, dimensionando i giunti in base agli spostamenti indotti dal sisma, sono implicitamente verificati anche quelli indotti dalle variazioni termiche.

6.1.4 Cedimenti vincolari (E4)

Per la verifica dell'impalcato si considera l'effetto prodotto dal cedimento isolato di 1 cm di ogni singolo appoggio della trave continua (pile e spalle).

—

6.1.5 Azioni sui parapetti e urto del veicolo in svio (Q8)

Le azioni derivanti dall'urto di un veicolo in svio vengono valutate in maniera differente a seconda che si tratti una verifica generale (es. pile) o una verifica locale (solette e cordoli).

Azioni di veicoli in svio: azioni generali

Le azioni di svio da considerare sono quelle relative ad una barriera di classe H4, cioè una barriera che ammette un Livello di Contenimento $LC \geq 572$ kJ. La forza orizzontale di collisione trasferita all'impalcato dipende dalla rigidità del collegamento fra la barriera di sicurezza e il cordolo in c.a. a cui la stessa è connessa. Assumendo che tale connessione sia rigida (classe D ai sensi della tabella 4.9 delle EN 1991-2) l'azione di svio impiegata è pari a 600 kN.

Tale forza orizzontale agisce trasversalmente ed è applicata 100 mm sotto la sommità della barriera o 1,0 m sopra il piano viario (il più piccolo fra i due) ed è distribuita su una linea di 0,50 m.

Concordemente a quanto indicato nel D. Min. 14/01/ 2008, si considera la presenza di un carico stradale costituito dal secondo schema di carico, posizionato in adiacenza al guardrail in cui si verifica l'urto.

6.2 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO (Q1)

Le azioni da traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dagli schemi di carico di seguito elencati (D. Min. 14/01/2008).

SCHEMA 1: utilizzato sia per le verifiche globali che per quelle locali. Esso è costituito da carichi concentrati su due assi tandem (applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m) e da carichi uniformemente distribuiti secondo le seguenti colonne di carico:

- 1° colonna: Q_{1k} : 2 assi da 300 kN disposti a distanza di 1,20 m
 q_{1k} : carico uniforme ripartito $\rightarrow 9,00$ kN/m²
- 2° colonna: Q_{2k} : 2 assi da 200 kN disposti a distanza di 1,20 m
 q_{2k} : carico uniforme ripartito $\rightarrow 2,50$ kN/m²

RELAZIONE DI CALCOLO

- 3° colonna: Q_{3k} : 2 assi da 100 kN disposti a distanza di 1,20 m
 q_{3k} : carico uniforme ripartito $\rightarrow 2,50 \text{ kN/m}^2$
- altre colonne: q_{ik} : carico uniforme ripartito $\rightarrow 2,50 \text{ kN/m}^2$

In senso trasversale i carichi Q_{ik} e q_{ik} sono distribuiti su corsie convenzionali di larghezza pari a 3,00 m in modo tale da ottenere la distribuzione trasversale più gravosa.

SCHEMA 2: utilizzato per le sole verifiche locali. Esso è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare (di larghezza 0,60 m e lunghezza 0,35 m) e con asse longitudinale posto nella posizione più gravosa.

La disposizione delle corsie nella carreggiata è scelta in modo da ottenere la situazione più gravosa. I modelli di calcolo sono poi applicati longitudinalmente come suggerito dalle linee di influenza in modo da ottenere l'effetto più sfavorevole nelle sezioni di verifica considerate.

6.2.1 Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione (Q3)

La forza di frenamento o accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1 e per i ponti di 1a categoria è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq Q_3 = 0,6 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

$$Q_3 = 0,6 \cdot (2 \cdot 300) + 0,10 \cdot 9 \cdot 3 \cdot 226 = 970,20 \text{ kN} \rightarrow 900,00 \text{ kN}$$

6.2.2 Azione centrifuga (Q4)

Di seguito si valuta l'azione centrifuga cui il viadotto è sottoposto a causa del traffico veicolare in curva. L'azione risultante verrà valutata secondo quanto stabilito dalle N.T.C. 2008 al punto 5.1.3.6.

- Raggio $R=602,35 \text{ m}$

$$Q_4 = 40 \cdot Q_v / R = 40 \cdot 2 \cdot (300 + 200 + 100) / 602,35 = 79,69 \text{ kN}$$

Il carico verrà applicato a livello della pavimentazione ed agente in direzione normale all'asse del ponte.

6.3 AZIONE DEL VENTO (Q5)

L'azione del vento è valutata, in termini di pressione, attraverso la seguente espressione (fornita dal D. Min. 14/01/2008): $p=q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$.

In funzione della regione su cui sorge l'opera (Sicilia) si assume che la zona geografica di riferimento sia la "4" e si calcola:

$$v_{b,0} = 28 \text{ m/s, parametro legato alla regione in cui sorge l'opera}$$

RELAZIONE DI CALCOLO

$a_0 = 500$ m, parametro legato alla regione in cui sorge l'opera

$k_a = 0,020$ 1/s, parametro legato alla regione in cui sorge l'opera

da cui deriva, assumendo che l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge l'opera sia $a_s \leq a_0$ che il valore convenzionale di densità dell'aria sia $\rho = 1,25$ kg/m³:

$v_b = v_{b,0} = 28$ m/s, valore caratteristico della velocità del vento

$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = \frac{1}{2} \cdot (1,25 \text{ kg/m}^3) \cdot (28 \text{ m/s})^2 = 0,49$ kN/m², pressione cinetica di riferimento.

In relazione alla posizione geografica e topografica dell'opera, si adotta la classe di rugosità D ("Aree prive di ostacoli"). Da ciò discende un'esposizione del sito al vento di II categoria per cui:

$k_r = 0,19$, parametro per la definizione del coefficiente di esposizione

$z_0 = 0,05$ m, parametro per la definizione del coefficiente di esposizione

$z_{\min} = 4$ m, parametro per la definizione del coefficiente di esposizione

da cui, assumendo come coefficiente di topografia $c_t = 1$ ed una distanza dell'impalcato dal suolo pari alla pila di altezza maggiore $z = 22,92$ m, deriva un coefficiente di esposizione $c_e = 2,9$

Si assume un coefficiente di pressione $c_p = 1$ ed un coefficiente dinamico $c_d = 1,4$

Pertanto l'azione del vento è valutabile come un carico orizzontale uniforme di $p = 1,99$ kN/m² diretto ortogonalmente all'asse longitudinale del ponte, agente sulla proiezione, nel piano verticale, delle superfici direttamente investite dal vento. La superficie dei carichi transitanti sul ponte esposta al vento è assimilata ad una parete rettangolare continua di altezza costante pari a 3,00 m, dalla pavimentazione stradale.

VALLONE DELLE COSTE						
	LUNGHEZZA	PILA	Altezza Pila	Coeff. Esposi	Coeff. Aerod	Pressione vento
	[m]		[m]	[-]	[-]	[kN/m2]
DX	293	1	15.17	2.62	1.40	1.80
		2	22.88	2.90	1.40	1.99
		3	22.24	2.88	1.40	1.98
		4	18.42	2.75	1.40	1.89
SX	293	1	17.21	2.71	1.40	1.86
		2	22.92	2.9	1.40	1.99
		3	22.27	2.88	1.40	1.98
		4	19.44	2.79	1.40	1.91

L'azione eolica in direzione verticale non è stata messa in conto poiché di un ordine di grandezza inferiore rispetto al peso proprio (Eurocodice EN1991-1-4:2005 cap 8.3.3).

6.4 AZIONE SISMICA (Q6)

L'opera in oggetto è progettata per una vita nominale VN pari a 50 anni e considerando una classe d'uso IV ("Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico") ai sensi del D.M. 14 gennaio 2008, da cui scaturisce un coefficiente d'uso CU = 2.

L'azione sismica di progetto è definita per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV). Il periodo di ritorno di quest'ultima - in funzione della vita utile, della classe d'uso, del tipo di costruzione e dello stato limite di riferimento (prima definiti) - è di 949 anni.

Essa, conformemente a quanto prescritto dalle Nuove Norme Tecniche, è valutata a partire dalla pericolosità sismica di base del sito su cui l'opera insiste. Tale pericolosità sismica è descritta, in termini geografici e temporali:

- attraverso i valori di accelerazione orizzontale di picco a_g (attesa in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale) e le espressioni che definiscono le ordinate del relativo spettro di risposta elastico in accelerazione $S_e(T)$
- in corrispondenza del punto del reticolo che individua la posizione geografica dell'opera
- con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR.

In particolare, la forma spettrale prevista dalla normativa è definita, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione di tre parametri:

- a_g , accelerazione orizzontale massima del terreno
- 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 suddetti parametri sono calcolati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il punto caratterizzante la posizione dell'opera (Latitudine 36,9686; Longitudine 14,6797), utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici.

In particolare, si può notare come F_0 descriva la pericolosità sismica locale del sito su cui l'opera insiste. Infatti, da quest'ultimo, attraverso le espressioni fornite dalla normativa, sono valutati i valori d'amplificazione stratigrafica e topografica. Nella tabella seguente sono riassunti i valori dei parametri assunti per l'opera in oggetto.

RELAZIONE DI CALCOLO

Latitudine:	36°.9686							
Longitudine:	14°.6797							
Stato limite	V_N [anni]	C_U	V_R [anni]	T_R [anni]	a_g [g]	F_0	F_V	T_C^* [s]
SLO	50	2	100	60	0.060	2.505	0.828	0.269
SLD	50	2	100	101	0.085	2.443	0.961	0.286
SLV	50	2	100	949	0.314	2.360	1.787	0.455
SLC	50	2	100	1950	0.453	2.344	2.129	0.516

Figura 10 Parametri per la definizione dell'azione sismica di progetto

In quest'ultima V_N è la vita nominale dell'opera; C_U è il coefficiente relativo alla classe d'uso; V_R è il periodo di riferimento per l'azione sismica; T_R è il periodo di ritorno associato alla probabilità di non superamento dello stato limite della salvaguardia della vita; a_g è la massima accelerazione riferita a quella di gravità attesa sul sito su suolo di riferimento; F_0 è il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale; F_V è il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione verticale; T_C^* è il periodo, espresso in secondi, corrispondente alla fine del tratto orizzontale dello spettro su suolo di riferimento.

Lo spettro di risposta elastico per la descrizione della componente orizzontale del moto sismico è costruito a partire dai parametri riassunti nella tabella seguente.

Categoria suolo = B								
Stato limite	Suolo	S_S	S_T	S	C_C	T_B	T_C	T_D
SLO	B	1.20	1.00	1.20	1.431	0.128	0.384	1.840
SLD	B	1.20	1.00	1.20	1.413	0.135	0.404	1.940
SLV	B	1.10	1.00	1.10	1.288	0.195	0.586	2.858
SLC	B	1.00	1.00	1.00	1.255	0.216	0.648	3.410

Figura 11 Parametri per la definizione dello spettro elastico orizzontale

In quest'ultima S_S ed S_T sono rispettivamente i fattori di amplificazione stratigrafica e topografica concorrenti alla determinazione del fattore di amplificazione S ; C_C è il coefficiente che modifica il valore del periodo T_C^* ; T_B è il periodo, espresso in secondi, corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro della componente orizzontale; T_C è il periodo, espresso in secondi, corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro della componente orizzontale; T_D è il periodo, espresso

in secondi, corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro della componente orizzontale. Tale spettro è descritto dalle espressioni seguenti.

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

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

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

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

Con riferimento al caso specifico, si riporta in figura lo spettro elastico per componente orizzontale.

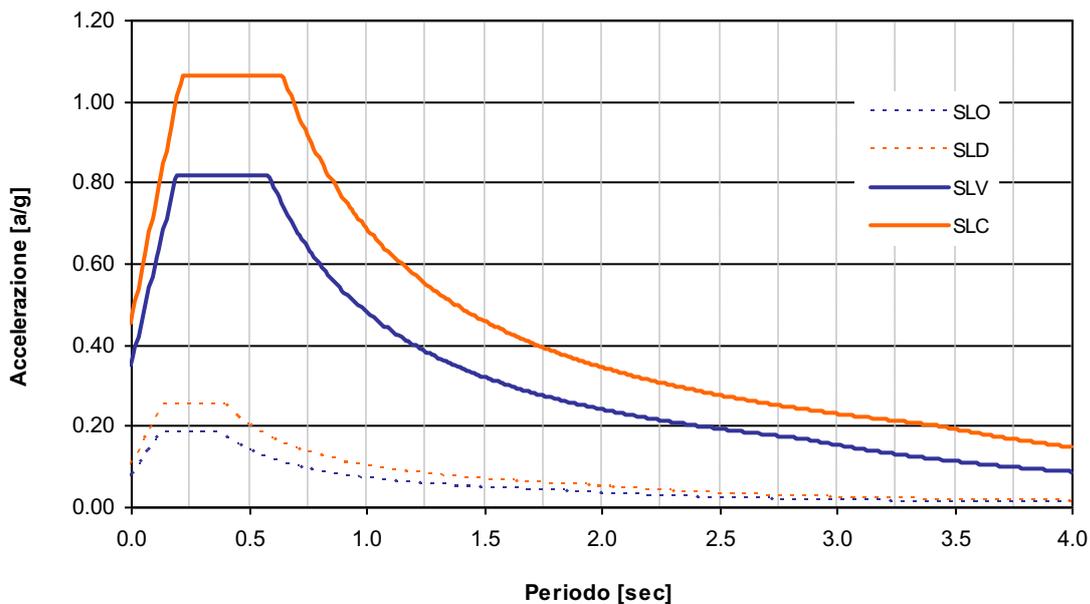


Figura 12 Spettro elastico per la componente orizzontale

Lo spettro di risposta elastico per la descrizione della componente verticale del moto sismico è costruito a partire dai parametri riassunti nella tabella seguente.

RELAZIONE DI CALCOLO

Stato limite	Suolo	S _S	S _T	S	C _C	T _B	T _C	T _D
SLO	B	1.00	1.00	1.00	1.431	0.050	0.150	1.000
SLD	B	1.00	1.00	1.00	1.413	0.050	0.150	1.000
SLV	B	1.00	1.00	1.00	1.288	0.050	0.150	1.000
SLC	B	1.00	1.00	1.00	1.255	0.050	0.150	1.000

Figura 13 Parametri per la definizione dello spettro elastico verticale

In quest'ultima S_S ed S_T sono rispettivamente il fattori di amplificazione stratigrafica e topografica concorrenti alla determinazione del fattore di amplificazione S; T_B è il periodo, espresso in secondi, corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro della componente verticale; T_C è il periodo, espresso in secondi, corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro della componente verticale; T_D è il periodo, espresso in secondi, corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro della componente verticale.

Tale spettro è descritto dalle espressioni seguenti.

$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad \text{se} \quad 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \quad \text{se} \quad T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \frac{T_C}{T} \quad \text{se} \quad T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad \text{se} \quad T_D \leq T$$

Con riferimento al caso specifico, si riporta in figura lo spettro elastico per componente verticale.

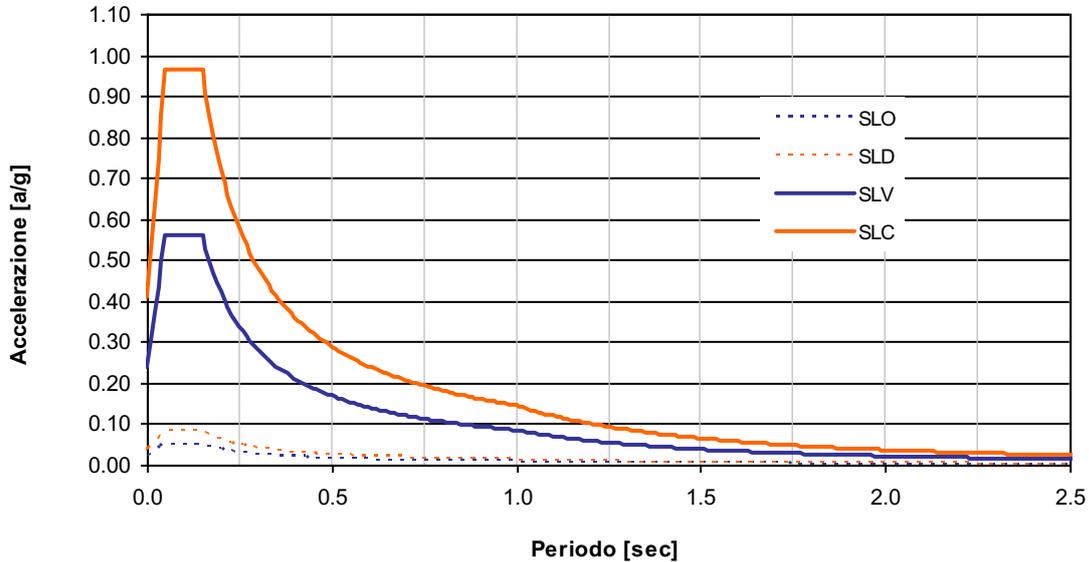
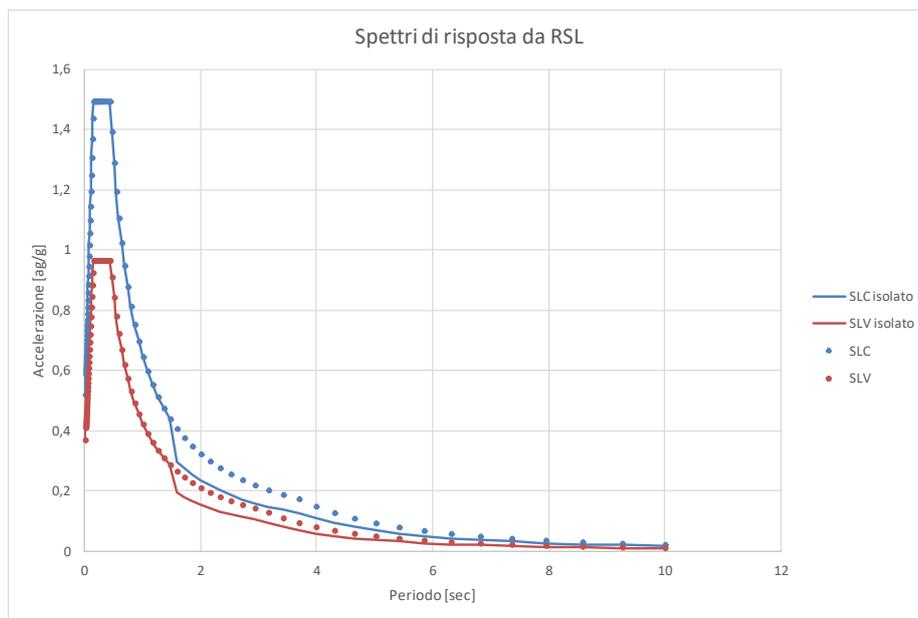


Figura 14 Spettro elastico per la componente verticale

In accordo con le indicazioni della normativa (paragrafo 7.10.5.3.2), per tenere in conto la dissipazione di energia indotta dal sistema di smorzamento, lo spettro elastico calcolato con valore unitario del parametro η , viene abbattuto per valori del periodo $T > 0.8T_{is}$ in funzione dello smorzamento del sistema isolato ξ_{eis}



6.5 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini delle verifiche agli stati limite, la combinazione delle azioni è effettuata secondo quanto disposto dal D. Min. Infrastrutture 14 gennaio 2008.

In particolare, si fa riferimento alle seguenti combinazioni:

- combinazione fondamentale (SLU):

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

- combinazione sismica:

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

- combinazione eccezionale:

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

- combinazione Rara (SLE irreversibile):

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

- combinazione Frequente (SLE reversibile):

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- combinazione Quasi Permanente (SLE per gli effetti a lungo termine):

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Per i carichi mobili, sezione per sezione, sono stati considerati i massimi ed i minimi del momento flettente e del taglio con i valori delle altre caratteristiche di sollecitazione concomitanti, al fine di determinare la condizione di verifica più gravosa.

I coefficienti di combinazione sono esplicitati nei capitoli di verifica dei singoli elementi strutturali.

Per quanto concerne il dimensionamento e le verifiche geotecniche e strutturali delle opere fondazionali (spalle e fondazioni pile), la normativa prevede l'applicazione di coefficienti di sicurezza parziali (γ) da applicare sia alle azioni che ai materiali, scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti ed alternativi definiti, rispettivamente, dalla normativa: "Approccio 1" ed "Approccio 2".

Nella presente progettazione si è adottato l'Approccio 1 di norma che prevede due diverse combinazioni di set di coefficienti: la prima combinazione (STR) risulta più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno; la seconda combinazione (GEO) risulta più gravosa nei riguardi del dimensionamento geotecnico. Le combinazioni sono le seguenti:

- Combinazione 1: A1+M1 (STR)

RELAZIONE DI CALCOLO

- Combinazione 2: A2+M2 (GEO).

F.C.	0	Fasi costruttive	Parametri di calcolo																																							
			G1	G2	e1	e2a	e2b	e3	e4	Q1	q1	Q2	Q2	Q3	Q4	q5car	q5scar	q6-slv-x	q6-slv-y	q6-slv-z	q6-slv-x	q6-slv-y	q6-slv-z	q6-sld-x	q6-sld-y	q6-sld-z	q6-sld-x	q6-sld-y	q6-sld-z	q6-slo-x	q6-slo-y	q6-slo-z	q6-slc-x	q6-slc-y	q6-slc-z	q7	q8	q9				
SLU	1	SLU Gruppo 1 (max carico)	1,35	1,5	1	1,2	1,2	0,72	1,2	1,35	1,35	0	0	0	0	0,9	0,9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0	0		
	2	SLU Gruppo 1 (max eccentricità)	1,35	1,5	1	1,2	1,2	0,72	1,2	1,35	1,35	0	0	1,35	1,35	0	0	0,9	0,9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0	0	
	3	SLU Gruppo 1 (vento+max carico)	1,35	1,5	1	1,2	1,2	0,72	1,2	1,013	0,54	0	0	0	0	0	0	1,5	1,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0	0
	4	SLU Gruppo 1 (vento+eccentrico)	1,35	1,5	1	1,2	1,2	0,72	1,2	0	0	1,013	0,54	0	0	0	0	1,5	1,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0	0
	5	SLU Gruppo 2 (frenatura +max carico)	1,35	1,5	1	1,2	1,2	0,72	1,2	1,013	0,54	0	0	1,35	0,9	0,9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0	0
	6	SLU Gruppo 2 (frenatura +max carico)	1,35	1,5	1	1,2	1,2	0,72	1,2	0	1,013	0,54	1,35	0,9	0,9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0	0
	7	SLU Gruppo 2 (centrifuga +max carico)	1,35	1,5	1	1,2	1,2	0,72	1,2	1,013	0,54	0	0	0	1,35	0,9	0,9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0	0
	8	SLU Urto Longitudinale	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0	1	
		SLU Urto trasversale	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	1	0		

F.C.	0	Fasi costruttive	Parametri di calcolo																																						
			G1	G2	e1	e2a	e2b	e3	e4	Q1	q1	Q2	Q2	Q3	Q4	q5car	q5scar	q6-slv-x	q6-slv-y	q6-slv-z	q6-slv-x	q6-slv-y	q6-slv-z	q6-sld-x	q6-sld-y	q6-sld-z	q6-sld-x	q6-sld-y	q6-sld-z	q6-slo-x	q6-slo-y	q6-slo-z	q6-slc-x	q6-slc-y	q6-slc-z	q7	q8	q9			
RARE	9	SLE Gruppo 1 (max carico)	1	1	1	1	1	0,6	1	1	1	0	0	0	0	0,6	0,6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	
	10	SLE Gruppo 1 (max eccentricità)	1	1	1	1	1	0,6	1	0	0	1	1	0	0	0,6	0,6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	
	11	SLE Gruppo 1 (vento+max carico)	1	1	1	1	1	0,6	1	0,75	0,4	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0
	12	SLE Gruppo 1 (vento+eccentrico)	1	1	1	1	1	0,6	1	0	0,75	0,4	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0
FREQ.	13	SLE Gruppo 2 (frenatura+max carico)	1	1	1	1	1	0,6	1	0,75	0,4	0	0	1	0	0,6	0,6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	
	14	SLE Gruppo 2 (frenatura+max eccentrico)	1	1	1	1	1	0,6	1	0	0,75	0,4	1	0	0,6	0,6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	
	15	SLE Gruppo 2 (max carico)	1	1	1	1	1	0,6	1	0,75	0,4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	
	16	SLE Gruppo 2 (max eccentrico)	1	1	1	1	1	0,6	1	0	0,75	0,4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	
Q. P.	17	SLE Gruppo 1 (vento+max carico)	1	1	1	1	1	0,6	1	0,75	0,4	0	0	0	0	0,2	0,2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	
	18	SLE Gruppo 1 (vento+eccentrico)	1	1	1	1	1	0,6	1	0	0,75	0,4	0	0	0,2	0,2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	
	19	SLE Gruppo 1	1	1	1	1	1	0,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0		

7 SOFTWARE DI CALCOLO E MODELLAZIONE

Tutti i codici di calcolo automatico utilizzati per l'analisi e la verifica delle strutture sono di sicura ed accertata validità e sono impiegati conformemente alle loro caratteristiche. Per i calcoli e le modellazioni di cui alla presente relazione sono impiegati i codici di calcolo brevemente descritti di seguito.

- CSI Bridge v 23.1

Codice di calcolo F.E.M. (Finite Element Method) prodotto dalla Computers and Structures, Inc, capace di gestire analisi lineari e non lineari ed analisi sismiche con integrazione al passo delle equazioni nel tempo con routine specifiche per la sovrastruttura di ponti e viadotti.

Il software è stato impiegato per la modellazione dell'intera opera, finalizzata all'analisi strutturale.

- Preflex - Enexsys Srl.
- Geostru RC-SEC
- Fogli di calcolo interni

7.1 METODOLOGIA DI ANALISI

7.1.1 Modellazione

L'intera opera è schematizzata nel software di calcolo FEM con un unico modello che in funzione delle caratteristiche del programma consente di avere risultati sia su schema "monodimensionale" sia su modello tridimensionale mediante la conversione delle parti di struttura in elementi bidimensionali.

Tale schematizzazione "ibrida" sviluppata con l'ausilio del software, consente di analizzare un unico modello per poi ottenere risultati sia sul modello monodimensionale (di tipo riassuntivo per validare la correttezza del modello con schematizzazioni teoriche semplificate), sia sul modello 3D per sviluppare in automatico le verifiche richieste dalle attuali norme tecniche.

L'impalcato viene quindi generato con una modellazione "bivalente" invece le pile sono schematizzate in ambo i casi con elementi monodimensionali.

L'impalcato quindi è assimilabile ad una trave continua con appoggi in corrispondenza delle pile e delle spalle ed è discretizzato in conci di caratteristiche geometriche ed inerziali costanti a tratti.

A partire da ciascun nodo di impalcato, posto in corrispondenza delle pile o delle spalle, è introdotto un elemento rigido di lunghezza pari alla distanza tra il baricentro della sezione d'impalcato ed il lembo inferiore della stessa sezione.

Al fine di simulare la presenza degli isolatori sismici, fra i nodi di testa di ciascuna pila e i relativi elementi rigidi soprastanti, sono inseriti dei *Link* con rigidità opportunamente tarate in funzione del grado di vincolo dell'impalcato alla sottostruttura.

I vincoli al piede delle pile e delle spalle sono di tipo fisso andando quindi a schematizzare la presenza di un incastro alla base del paramento spalle e delle pile.

7.1.2 Elementi strutturali

Le travi metalliche che costituiscono l'impalcato sono modellate in duplice modo: come beam nella schematizzazione globale che il software "CSI Bridge" effettua in fase di input, e come elementi shell allorché il software espone il modello per poter effettuare le necessarie verifiche. Con la modellazione delle travi con elementi bidimensionali, si ottiene, come prevedibile, un comportamento prevalente a "lastra" degli elementi bidimensionali, vale a dire con stati tensionali significativi nel piano dell'elemento

(anima e ala trave). Tali stati tensionali sono quelli indotti dai momenti flettenti sulle travi e dalle azioni taglianti e torsionali calcolate sull'impalcato. Le pile sono modellate sempre con elementi beam.

7.1.3 Vincoli esterni

Le pile e le spalle sono schematizzate con vincoli di incastro al piede. A tali vincoli sono comunque applicati i cedimenti vincolari richiesti dalle attuali norme tecniche.

7.1.4 Dispositivi di appoggio

I dispositivi di appoggio, che nello specifico sono isolatori elastomerici, sono stati modellati con elementi elastici "link" ai quali sono state attribuite le rispettive rigidità nelle diverse direzioni di funzionamento.

8 RISULTATI ANALISI DINAMICA

8.1.1 Risultati analisi dinamica e deformate modali

Si riportano i principali risultati dell'analisi dinamica della struttura. Come prevedibile, in virtù dell'utilizzo del sistema di isolamento, i primi modi di vibrare interessano essenzialmente l'impalcato con un elevato fattore di partecipazione delle masse.

TABLE: Modal Periods And Frequencies

OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	1	1,93004	0,5181251	3,255476	10,598124
MODAL	Mode	2	1,87117	0,534426	3,3578975	11,275476
MODAL	Mode	3	1,49201	0,6702354	4,2112133	17,734318
MODAL	Mode	4	1,05898	0,9443024	5,933227	35,203182
MODAL	Mode	5	0,60261	1,6594554	10,426666	108,71536
MODAL	Mode	6	0,53278	1,8769381	11,79315	139,07839
MODAL	Mode	7	0,47258	2,1160548	13,295564	176,77203
MODAL	Mode	8	0,46333	2,1582901	13,560936	183,899
MODAL	Mode	9	0,44106	2,2672761	14,245716	202,94043
MODAL	Mode	10	0,41438	2,4132722	15,163036	229,91767
MODAL	Mode	11	0,36733	2,7223517	17,10504	292,5824
MODAL	Mode	12	0,3288	3,0413263	19,109216	365,16215

TABLE: Modal Load Participation Ratios

OutputCase	ItemType	Item	Static	Dynamic
Text	Text	Text	Percent	Percent
MODAL	Acceleration	UX	99,7773	83,6402
MODAL	Acceleration	UY	99,9265	70,6874
MODAL	Acceleration	UZ	4,9692	1,4844

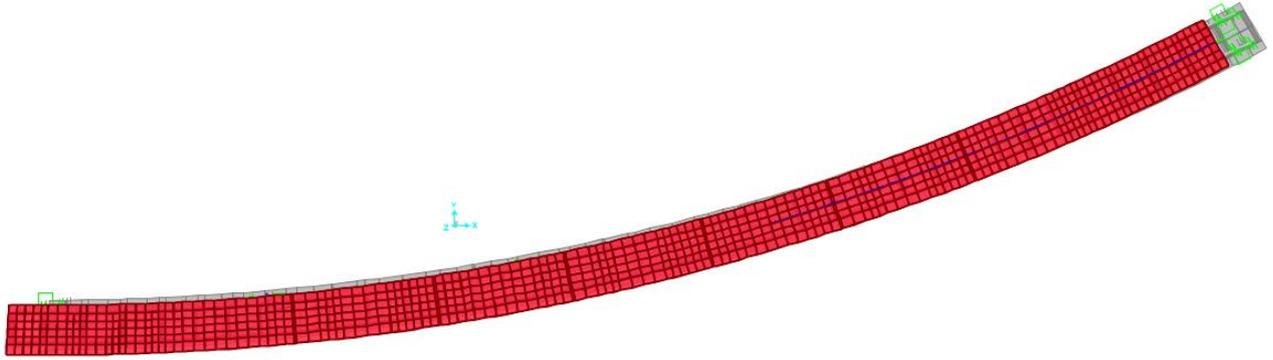


Figura 15 - deformata modale - 1° modo di vibrare

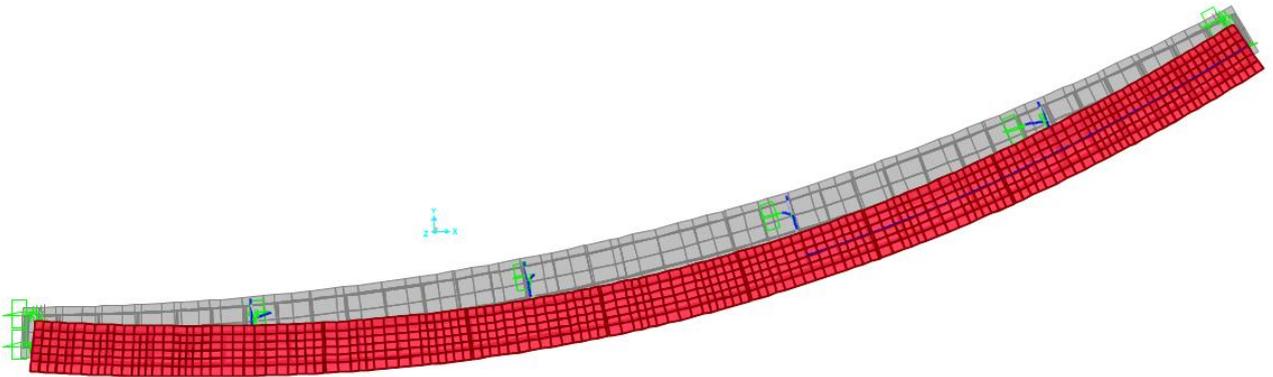


Figura 16 - deformata modale - 2° modo di vibrare

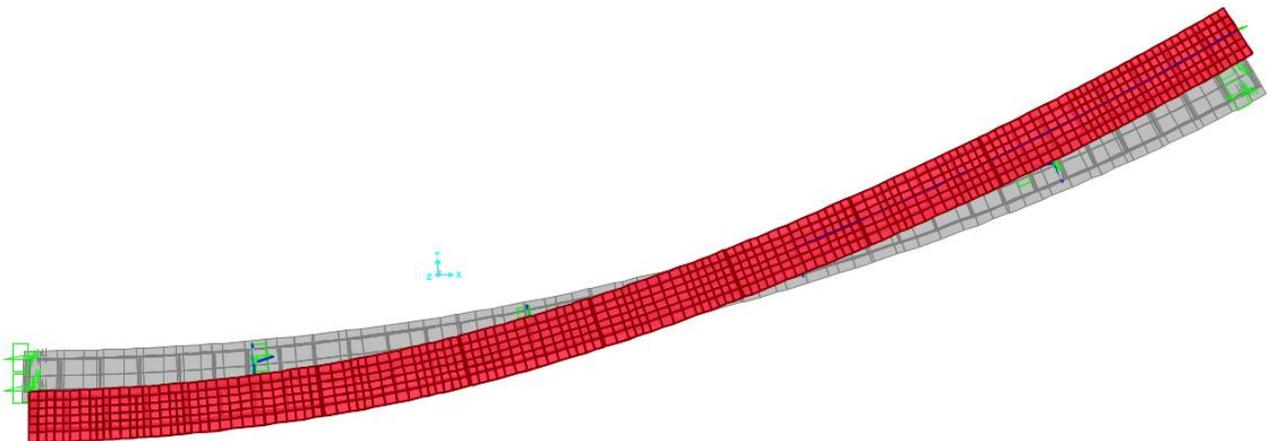


Figura 17 - deformata modale - 3° modo di vibrare

RELAZIONE DI CALCOLO

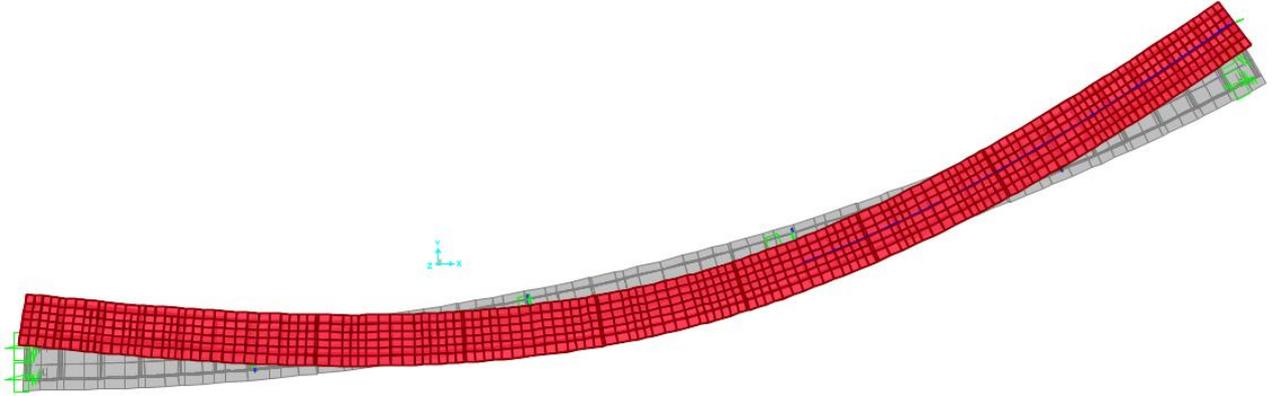


Figura 18 - deformata modale - 4° modo di vibrare

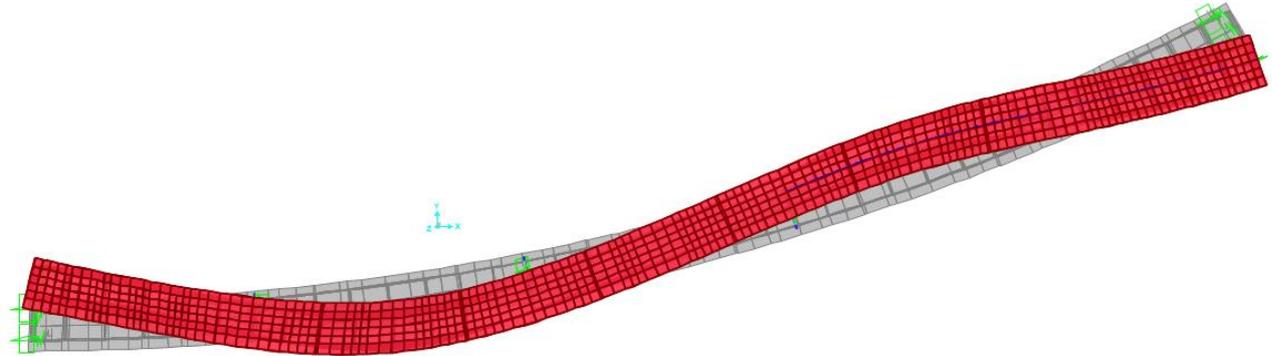


Figura 19 - deformata modale - 5° modo di vibrare

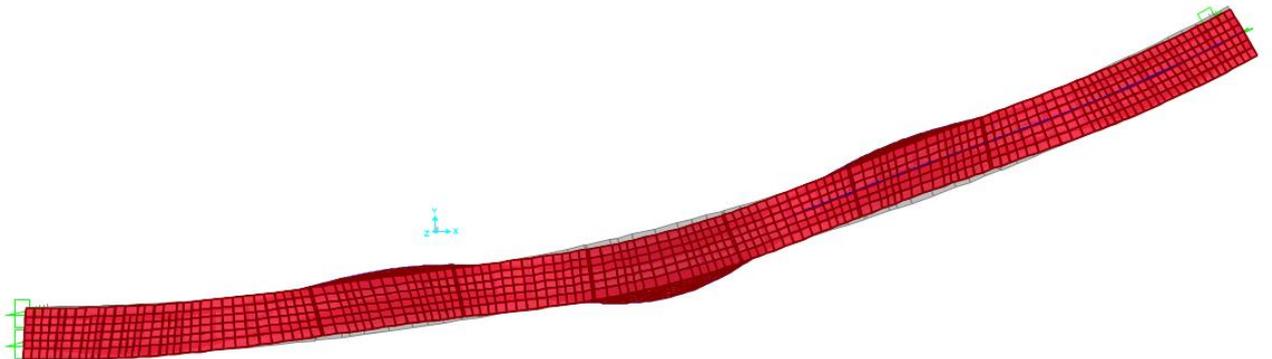


Figura 20 - deformata modale - 6° modo di vibrare

9 VERIFICA DELLE PILE

Le verifiche delle pile sono state condotte sulla base delle sollecitazioni calcolate con la modellazione dell'intera struttura. Nella tabella che segue, vi è la descrizione e la numerazione delle combinazioni di carico utilizzate nelle verifiche. La numerazione riportata nella prima colonna invece rappresenta la numerazione cui si associa il valore massimo e/o il valore minimo relativo alla combinazione di carico utilizzata.

Numerazione	Combinazione di carico e descrizione	
1	01 SLU G1 Max Carico	Max
2	01 SLU G1 Max Carico	Min
3	03 SLU G1 Vento+Max car	Max
4	03 SLU G1 Vento+Max car	Min
5	05 SLU G2 Fren+Max car	Max
6	05 SLU G2 Fren+Max car	Min
7	09 SLE G1 Max car	Max
8	09 SLE G1 Max car	Min
9	11 SLE G1 Vento+Max car	Max
10	11 SLE G1 Vento+Max car	Min
11	13 SLE G2 Fren+Max car	Max
12	13 SLE G2 Fren+Max car	Min
13	15 SLE G1 Max carico (Freq)	Max
14	15 SLE G1 Max carico (Freq)	Min
15	17 SLE G1 Vento+Max car (Freq)	Max
16	17 SLE G1 Vento+Max car (Freq)	Min
17	19 SLE Quasi Perm	Max
18	19 SLE Quasi Perm	Min
19	20 SLC 1+0,3	Max
20	20 SLC 1+0,3	Min
21	24 SLC 0,3+1	Max
22	24 SLC 0,3+1	Min
23	28 SLC Z	Max
24	28 SLC Z	Min
25	29 SLV 1+0,3	Max
26	29 SLV 1+0,3	Min
27	33 SLV 0,3+1	Max
28	33 SLV 0,3+1	Min
29	37 SLV Z	Max

RELAZIONE DI CALCOLO

30	37 SLV Z	Min
31	38 SLD 1+0,3	Max
32	38 SLD 1+0,3	Min
33	42 SLD 0,3+1	Max
34	42 SLD 0,3+1	Min
35	46 SLD Z	Max
36	46 SLD Z	Min
37	47 SLO 1+0,3	Max
38	47 SLO 1+0,3	Min
39	51 SLO 0,3+1	Max
40	51 SLO 0,3+1	Min
41	55 SLO Z	Max
42	55 SLO Z	Min
43	06 SLU G2 Fcentr+Max car	Max
44	06 SLU G2 Fcentr+Max car	Min

9.1 VERIFICA SEZIONE SPICCATO PILA 1

9.1.1 Verifica allo SLU sezione di spiccato

Condizione di carico	N [kg]	Mx [kgm]	My [kgm]	Azione Baricentrica	Tipo	Sd/Sr
1	-2968744.0	504818.0	2507267.0	Baricentrica	N costante	0.15
2	-1818754.0	-94295.0	-1256353.0	Baricentrica	N costante	0.06
3	-2715032.0	515667.0	2718525.0	Baricentrica	N costante	0.16
4	-1844775.0	-55659.0	-516349.0	Baricentrica	N costante	0.03
5	-2717172.0	883717.0	2128179.0	Baricentrica	N costante	0.22
6	-1847375.0	327370.0	-836838.0	Baricentrica	N costante	0.09
25	-1449570.0	1939852.0	1130332.0	Baricentrica	N costante	0.53
26	-1401993.0	-1657659.0	-647624.0	Baricentrica	N costante	0.46
27	-1444637.0	979233.0	2068208.0	Baricentrica	N costante	0.29
28	-1406926.0	-697040.0	-1585500.0	Baricentrica	N costante	0.21
29	-1435781.0	460780.0	278401.0	Baricentrica	N costante	0.13
30	-1417127.0	179306.0	167510.0	Baricentrica	N costante	0.05
43	-2715485.0	493672.0	2043537.0	Baricentrica	N costante	0.14
44	-1845689.0	-62675.0	-921480.0	Baricentrica	N costante	0.05

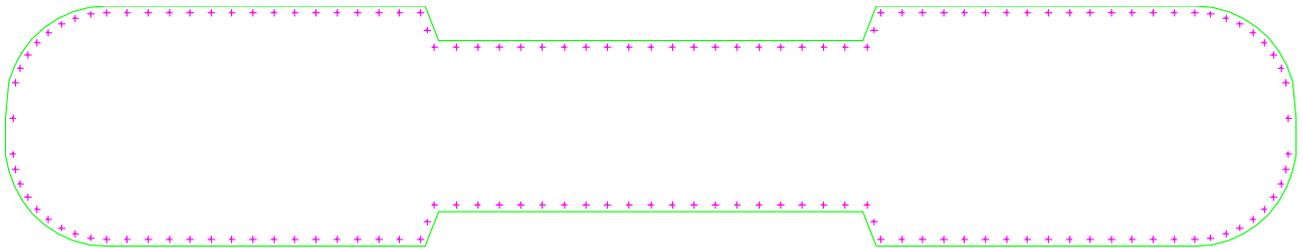


Figura 21 - disposizione schematica armature

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 14 mm
Diam. Legature: 8 mm
Passo staffe e legature: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved Taglio di progetto [daN] = proiezi. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
Vcd Taglio compressione resistente [daN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]
Vwd Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe
d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]
La resistenza dei pilastri è calcolata assumendo il valore di z (coppia interna)
I pesi della media sono le lunghezze delle strisce. (Sono escluse le strisce totalmente non compresse).
bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta-
ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb Ver Ved Vcd Vwd d | z bw Ctg Acw Ast A.Eff

RELAZIONE DI CALCOLO

1	S	15101	2460747	486778152.4	128.2	620.4	2.500	1.131	1.2	38.8(4.4)
2	S	16777	1260589	361322188.7	149.7	284.9	2.500	1.081	1.1	24.7(1.1)
3	S	18588	2149930	458696152.3	125.8	557.9	2.500	1.120	1.5	37.3(3.4)
4	S	16885	1310596	368633171.9	134.7	328.8	2.500	1.082	1.3	28.0(1.5)
5	S	18484	3692217	689277154.0	137.8	874.7	2.500	1.120	1.4	51.1(9.6)
6	S	61327	3594331	705629154.0	140.5	864.9	2.500	1.082	4.5	51.3(9.6)
7	S	175139	3703940	865372153.6	143.1	889.4	2.500	1.065	12.5	61.8(12.5)
8	S	194070	3699634	879509153.6	143.4	888.7	2.500	1.062	13.8	62.7(12.7)
9	S	83355	3594579	741510153.9	141.8	871.1	2.500	1.064	6.0	53.5(10.2)
10	S	102874	3585526	737780153.9	142.0	869.5	2.500	1.062	7.4	53.1(10.1)
11	S	28459	3706699	880808153.6	143.3	889.6	2.500	1.064	2.0	62.8(12.8)
12	S	47660	3705226	881134153.6	143.3	889.6	2.500	1.063	3.4	62.8(12.8)
13	S	114544	3702720	863540153.6	143.1	889.4	2.500	1.064	8.2	61.7(12.4)
14	S	133485	3704418	883183153.6	143.4	889.6	2.500	1.062	9.5	63.0(12.8)
15	S	54207	3604641	748140153.9	141.8	873.5	2.500	1.064	3.9	53.9(10.3)
16	S	73735	3590991	741493153.9	142.0	870.8	2.500	1.062	5.3	53.4(10.2)
17	S	13767	3697607	862251153.6	143.1	888.4	2.500	1.064	1.0	61.6(12.4)
18	S	33003	3683006	835411153.6	142.7	887.8	2.500	1.063	2.4	59.8(11.9)
19	S	10157	2979508	558483152.7	133.3	729.6	2.500	1.120	0.8	42.8(6.3)
20	S	19677	1262033	361005189.4	150.2	284.0	2.500	1.082	1.3	24.6(1.1)

9.1.2 Verifica allo SLE sezione di spiccato

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [daN/cm ²]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm ²]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	29.2	404.4	86.5	-15	-403.6	-81.6	169	7.1
2	S	13.4	-416.0	-83.6	54	414.4	78.8	---	---
3	S	28.7	404.4	86.5	-43	-403.6	-81.6	646	42.4
4	S	11.1	-416.0	-83.6	91	414.4	78.8	---	---
5	S	34.7	392.5	87.5	-136	-392.3	-82.5	2540	106.0
6	S	16.1	-404.4	86.5	21	403.6	-81.6	---	---

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
kt	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
k2	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k3	= 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k4	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Cf	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
e sm - e cm	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
sr max	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
wk	Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
Mx fess.	Massima distanza tra le fessure [mm]
My fess.	Apertura fessure in mm calcolata = sr max*(e_sm - e_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
-------	-----	----	----	----	---	----	-------------	--------	----	---------	---------

RELAZIONE DI CALCOLO

1	S	-0.00001	0.00000	0.500	30.0	35	0.00000 (0.00000)	241	0.001 (990.00)	7472635	34021207
2	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (990.00)	0	0
3	S	-0.00003	0.00000	0.500	30.0	35	0.00001 (0.00001)	197	0.003 (990.00)	3520881	16815962
4	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (990.00)	0	0
5	S	-0.00008	0.00000	0.500	30.0	35	0.00004 (0.00004)	241	0.010 (990.00)	2307753	5233737
6	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (990.00)	0	0

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	24.2	404.4	86.5	24	-403.6	-81.6	---	---
2	S	13.4	-416.0	-83.6	58	414.4	78.8	---	---
3	S	25.1	404.4	86.5	11	-403.6	-81.6	---	---
4	S	12.9	-416.0	-83.6	65	414.4	78.8	---	---

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.40)	0	0
2	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.40)	0	0
3	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.40)	0	0
4	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.40)	0	0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	16.6	392.5	87.5	30	-392.3	-82.5	---	---
2	S	9.7	462.8	32.8	124	-459.8	-20.6	---	---

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	0	0
2	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	0	0

9.2 VERIFICA SEZIONE SPICCATO PILA 2

9.2.1 Verifica allo SLU sezione di spiccato

Condizione di carico	N [kg]	Mx [kgm]	My [kgm]	Azione Baricentrica	Tipo	Sd/Sr
1	-3157539.0	396817.0	3208503.0	Baricentrica	N costante	0.12
2	-1950222.0	-57720.0	-1101536.0	Baricentrica	N costante	0.04
3	-2891873.0	449040.0	3683149.0	Baricentrica	N costante	0.14
4	-1985096.0	19660.0	-160085.0	Baricentrica	N costante	0.01
5	-2891602.0	806775.0	2685726.0	Baricentrica	N costante	0.17
6	-1985116.0	415865.0	-754580.0	Baricentrica	N costante	0.08
25	-1585321.0	3495325.0	2017907.0	Baricentrica	N costante	0.65
26	-1473221.0	-3395251.0	-1404657.0	Baricentrica	N costante	0.64
27	-1565041.0	1691400.0	3641221.0	Baricentrica	N costante	0.35
28	-1493501.0	-1591327.0	-3027971.0	Baricentrica	N costante	0.32
29	-1529698.0	317882.0	317086.0	Baricentrica	N costante	0.06
30	-1528467.0	219309.0	163231.0	Baricentrica	N costante	0.04
43	-2892117.0	366347.0	2709946.0	Baricentrica	N costante	0.11
44	-1985631.0	-24563.0	-730359.0	Baricentrica	N costante	0.03

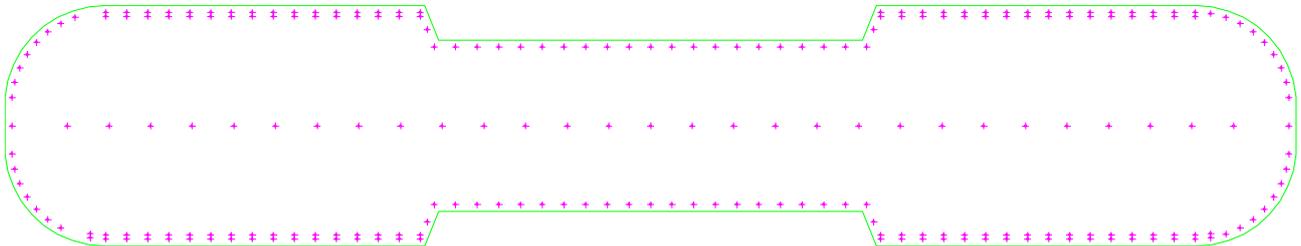


Figura 22 - disposizione schematica armature

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 14 mm
Diam. Legature: 8 mm
Passo staffe e legature: 15.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved Taglio di progetto [daN] = proiez. di V_x e V_y sulla normale all'asse neutro
Vcd Taglio compressione resistente [daN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]
Vwd Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe
d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]
La resistenza dei pilastri è calcolata assumendo il valore di z (coppia interna)
I pesi della media sono le lunghezze delle strisce. (Sono escluse le strisce totalmente non compresse).
bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_{max} con $L=lungh.legat.proietta$ sulla direz. del taglio e d_{max} = massima altezza utile nella direz.del taglio.

RELAZIONE DI CALCOLO

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	19756	1789272	502901155.4	117.8	487.2	2.500	1.140	1.7	43.6(3.5)
2	S	3403	1247551	472405212.6	162.5	258.4	2.500	1.086	0.2	29.7(1.0)
3	S	26169	1748676	505710156.0	118.8	477.3	2.500	1.128	2.3	43.5(3.5)
4	S	33666	1645200	520772157.1	121.7	454.5	2.500	1.088	2.8	43.8(3.6)
5	S	13281	3479238	802330154.6	135.3	833.9	2.500	1.128	1.0	60.6(10.7)
6	S	40817	3605982	943314153.7	137.2	883.2	2.500	1.088	3.0	70.3(13.3)
7	S	346476	3661238	1098025153.3	139.5	895.8	2.500	1.072	25.4	80.5(16.1)
8	S	350835	3657352	1125406153.3	140.6	894.4	2.500	1.064	25.5	81.9(16.5)
9	S	177861	3541024	930191153.9	138.4	874.4	2.500	1.070	13.1	68.7(12.9)
10	S	180901	3553574	952866153.8	138.8	878.7	2.500	1.065	13.3	70.2(13.3)
11	S	28007	3659021	1119814153.3	140.0	895.2	2.500	1.068	2.0	81.8(16.5)
12	S	32847	3672784	1166446153.3	140.4	896.3	2.500	1.068	2.4	85.0(17.3)
13	S	226565	3655881	1093882153.2	139.5	895.6	2.500	1.070	16.6	80.2(16.0)
14	S	230967	3663832	1127900153.3	140.5	895.4	2.500	1.065	16.8	82.1(16.6)
15	S	116624	3534607	925591154.0	138.4	873.1	2.500	1.069	8.6	68.3(12.8)
16	S	119669	3560276	957856153.8	138.8	880.0	2.500	1.066	8.8	70.6(13.4)
17	S	13538	3621577	1046272153.4	139.0	892.1	2.500	1.068	1.0	76.9(15.1)
18	S	18508	3641683	1079692153.3	139.4	894.5	2.500	1.068	1.4	79.2(15.8)
19	S	15374	1812316	518329154.3	118.4	496.1	2.500	1.128	1.3	44.7(3.7)
20	S	7556	1446953	582262277.1	225.7	215.5	2.500	1.088	0.3	26.4(0.6)

9.2.2 Verifica allo SLE sezione di spiccato

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [daN/cm ²]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm ²]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	27.2	416.0	83.6	12	-403.6	-81.6	---	---
2	S	12.3	-427.0	-78.8	71	424.6	74.3	---	---
3	S	27.6	416.0	83.6	-30	-403.6	-81.6	527	35.3
4	S	9.3	-453.2	54.7	119	449.0	-51.9	---	---
5	S	31.5	404.4	86.5	-87	-403.6	-81.6	1454	99.0
6	S	16.7	-392.5	87.5	14	392.3	-82.5	---	---

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
sr max	Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
wk	Massima distanza tra le fessure [mm]
Mx fess.	Apertura fessure in mm calcolata = sr max*(e_sm - e_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]

RELAZIONE DI CALCOLO

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00001	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (990.00)	7472635	34021207
2	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (990.00)	0	0
3	S	-0.00002	0.00000	0.500	30.0	35	0.00001 (0.00001)	195	0.002 (990.00)	3853265	30804370
4	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (990.00)	0	0
5	S	-0.00005	0.00000	0.500	30.0	35	0.00003 (0.00003)	194	0.005 (990.00)	2862946	9259347
6	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (990.00)	0	0

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	20.2	404.4	86.5	79	-403.6	-81.6	---	---
2	S	13.1	-416.0	-83.6	64	414.4	78.8	---	---
3	S	21.7	404.4	86.5	58	-403.6	-81.6	---	---
4	S	12.3	-416.0	-83.6	75	414.4	78.8	---	---

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.40)	0	0
2	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.40)	0	0
3	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.40)	0	0
4	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.40)	0	0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	12.4	404.4	86.5	90	-403.6	-81.6	---	---
2	S	9.9	462.8	32.8	124	-457.9	-31.6	---	---

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	0	0
2	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	0	0

9.3 VERIFICA SEZIONE SPICCATO PILA 3

9.3.1 Verifica allo SLU sezione di spiccatato

Condizione di carico	N [kg]	Mx [kgm]	My [kgm]	Azione Baricentrica	Tipo	Sd/Sr
1	-3162070.0	352660.0	3172974.0	Baricentrica	$\alpha(N, M_x, M_y)$	0.15
2	-1951897.0	-130398.0	-1169274.0	Baricentrica	$\alpha(N, M_x, M_y)$	0.08
3	-2896592.0	460353.0	3590006.0	Baricentrica	$\alpha(N, M_x, M_y)$	0.15
4	-1987343.0	-25477.0	-244603.0	Baricentrica	$\alpha(N, M_x, M_y)$	0.07
5	-2896876.0	752837.0	2573836.0	Baricentrica	$\alpha(N, M_x, M_y)$	0.16
6	-1987738.0	328305.0	-880224.0	Baricentrica	$\alpha(N, M_x, M_y)$	0.09
25	-1587660.0	3491206.0	2153639.0	Baricentrica	$\alpha(N, M_x, M_y)$	0.56
26	-1474397.0	-3585743.0	-1537863.0	Baricentrica	$\alpha(N, M_x, M_y)$	0.58
27	-1567118.0	1955527.0	3635148.0	Baricentrica	$\alpha(N, M_x, M_y)$	0.29
28	-1494939.0	-2050064.0	-3019372.0	Baricentrica	$\alpha(N, M_x, M_y)$	0.30
29	-1532502.0	217031.0	285118.0	Baricentrica	$\alpha(N, M_x, M_y)$	0.06
30	-1529669.0	108241.0	136923.0	Baricentrica	$\alpha(N, M_x, M_y)$	0.06
43	-2896562.0	318515.5	2666327.0	Rif. Assoluto	$\alpha(N, M_x, M_y)$	0.13
44	-1987425.0	-106085.7	-787733.0	Rif. Assoluto	$\alpha(N, M_x, M_y)$	0.08

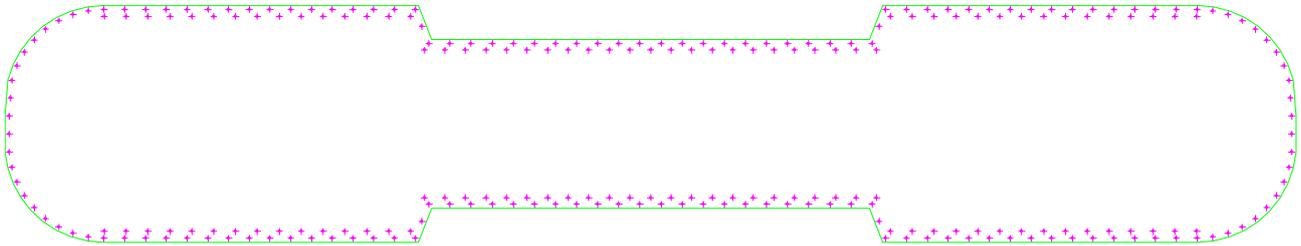


Figura 23 - disposizione schematica armature

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 14 mm
Diam. Legature: 8 mm
Passo staffe e legature: 15.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved Taglio di progetto [daN] = proiezi. di V_x e V_y sulla normale all'asse neutro
Vcd Taglio compressione resistente [daN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]
Vwd Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe
d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]
La resistenza dei pilastri è calcolata assumendo il valore di z (coppia interna)
I pesi della media sono le lunghezze delle strisce. (Sono escluse le strisce totalmente non compresse).
bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_{max} con L =lungh.legat.proietta-
ta sulla direz. del taglio e d_{max} = massima altezza utile nella direz.del taglio.

RELAZIONE DI CALCOLO

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	24399	1710958	487566157.7	118.3	463.8	2.500	1.140	2.1	42.1(3.3)
2	S	8716	1517455	496095161.7	123.6	413.2	2.500	1.086	0.7	41.0(3.2)
3	S	26914	1763193	508806155.6	118.7	481.7	2.500	1.128	2.3	43.8(3.5)
4	S	2587	1377675	466740169.9	127.8	362.5	2.500	1.088	0.2	37.3(2.6)
5	S	10137	3459425	772149154.6	135.2	829.6	2.500	1.128	0.8	58.4(8.7)
6	S	39455	3516920	872011154.3	137.4	860.2	2.500	1.088	2.9	64.9(11.9)
7	S	374787	3657993	1092067153.2	139.4	895.6	2.500	1.072	27.5	80.1(16.0)
8	S	369276	3656430	1122179153.3	140.5	894.4	2.500	1.064	26.9	81.6(16.4)
9	S	225012	3571016	957298153.7	138.4	882.0	2.500	1.070	16.6	70.7(13.4)
10	S	217596	3583551	991782153.6	138.9	885.4	2.500	1.065	16.0	73.0(14.1)
11	S	22398	3664206	1126414153.3	140.0	896.2	2.500	1.068	1.6	82.2(16.6)
12	S	27823	3677681	1190122153.3	140.5	896.3	2.500	1.068	2.0	86.6(17.8)
13	S	245449	3653523	1087697153.3	139.4	895.5	2.500	1.070	18.0	79.8(15.9)
14	S	240003	3663060	1124971153.3	140.4	895.4	2.500	1.065	17.5	81.9(16.5)
15	S	148411	3564565	952908153.8	138.4	880.7	2.500	1.069	11.0	70.4(13.3)
16	S	141279	3590615	997545153.6	138.9	886.6	2.500	1.066	10.4	73.4(14.2)
17	S	8200	3604690	1012596153.4	138.7	890.0	2.500	1.068	0.6	74.6(14.5)
18	S	13902	3612469	1025918153.4	138.8	891.3	2.500	1.068	1.0	75.6(14.8)
19	S	20013	1742485	504710156.2	118.8	475.5	2.500	1.128	1.7	43.4(3.5)
20	S	10104	1643382	521819157.2	121.8	453.4	2.500	1.088	0.8	43.8(3.6)

9.3.2 Verifica allo SLE sezione di spiccato

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [daN/cm ²]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm ²]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	26.2	416.0	83.6	26	-403.6	-81.6	---	---
2	S	13.7	-416.0	-83.6	51	414.4	78.8	---	---
3	S	27.3	416.0	83.6	-25	-403.6	-81.6	424	28.3
4	S	10.3	-404.4	-86.5	106	403.6	81.6	---	---
5	S	30.0	404.4	86.5	-63	-403.6	-81.6	1015	77.8
6	S	15.4	-404.4	86.5	32	403.6	-81.6	---	---

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm
e1	Esito della verifica
e1	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = sr max*(e_sm - e_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
-------	-----	----	----	----	---	----	-------------	--------	----	---------	---------

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

1	S	-0.00001	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (990.00)	7472635	34021207
2	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (990.00)	0	0
3	S	-0.00002	0.00000	0.500	30.0	35	0.00001 (0.00001)	195	0.001 (990.00)	4447536	35480545
4	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (990.00)	0	0
5	S	-0.00004	0.00000	0.500	30.0	35	0.00002 (0.00002)	186	0.004 (990.00)	3398263	11538197
6	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (990.00)	0	0

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	18.4	416.0	83.6	105	-424.6	-74.3	---	---
2	S	15.1	-404.4	-86.5	36	403.6	81.6	---	---
3	S	20.2	416.0	83.6	79	-424.6	-74.3	---	---
4	S	14.1	-404.4	-86.5	50	403.6	81.6	---	---

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.40)	0	0
2	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.40)	0	0
3	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.40)	0	0
4	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.40)	0	0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	10.6	453.2	54.7	116	-449.0	-51.9	---	---
2	S	11.9	392.5	-87.5	97	-392.3	82.5	---	---

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	0	0
2	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	0	0

9.4 VERIFICA SEZIONE SPICCATO PILA 4

9.4.1 Verifica allo SLU sezione di spiccato

Condizione di carico	N [kg]	Mx [kgm]	My [kgm]	Azione Baricentrica	Tipo	Sd/Sr
1	-3164205.0	413420.0	2691559.0	Baricentrica	N costante	0.14
2	-2013959.0	-338582.0	-1592605.0	Baricentrica	N costante	0.11
3	-2909669.0	557298.0	2819628.0	Baricentrica	N costante	0.17
4	-2039266.0	-218039.0	-787990.0	Baricentrica	N costante	0.06
5	-2908667.0	775202.0	2101322.0	Baricentrica	N costante	0.19
6	-2039132.0	75664.0	-1250022.0	Baricentrica	N costante	0.06
25	-1596560.0	1821152.0	1527010.0	Baricentrica	N costante	0.47
26	-1541586.0	-2109466.0	-1048931.0	Baricentrica	N costante	0.55
27	-1590887.0	1175293.0	2319793.0	Baricentrica	N costante	0.32
28	-1547259.0	-1463608.0	-1841714.0	Baricentrica	N costante	0.39
29	-1576826.0	183036.0	207867.0	Baricentrica	N costante	0.05
30	-1559860.0	-114279.0	94716.0	Baricentrica	N costante	0.03
43	-2910635.0	374389.0	2161428.0	Rif. Assoluto	N costante	0.12
44	-2041100.0	-325219.8	-1189916.0	Rif. Assoluto	N costante	0.09

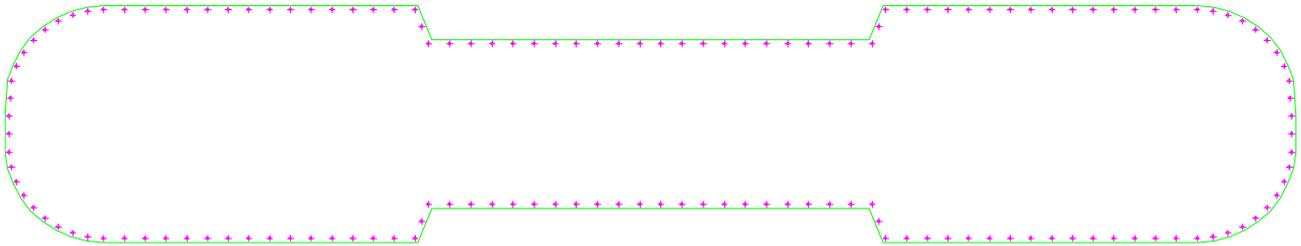


Figura 24 - disposizione schematica armature

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 14 mm
Diam. Legature: 8 mm
Passo staffe e legature: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved Taglio di progetto [daN] = proiezione di V_x e V_y sulla normale all'asse neutro
Vcd Taglio compressione resistente [daN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]
Vwd Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe
d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]
La resistenza dei pilastri è calcolata assumendo il valore di z (coppia interna)
I pesi della media sono le lunghezze delle strisce. (Sono escluse le strisce totalmente non compresse).
bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil. [cm²/m]
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz. [cm²/m]
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_{max} con L =lunghezza legatura proiettata sulla direzione del taglio e d_{max} = massima altezza utile nella direzione del taglio.

N°Comb Ver Ved Vcd Vwd d | z bw Ctg Acw Ast A.Eff

RELAZIONE DI CALCOLO

1	S	30462	1927446	419292152.2	119.8	516.8	2.500	1.138	2.6	35.8(3.1)
2	S	22711	2140284	496778152.0	128.7	559.0	2.500	1.088	1.8	39.5(3.7)
3	S	25642	2451856	481845151.8	127.7	623.0	2.500	1.127	2.1	38.6(3.6)
4	S	30984	3123777	614265152.8	136.8	766.9	2.500	1.089	2.3	45.9(7.0)
5	S	1848	3735215	675328153.6	136.9	885.2	2.500	1.127	0.1	50.4(9.3)
6	S	40859	1286177	364637199.3	158.2	273.0	2.500	1.089	2.6	23.6(0.9)
7	S	200849	3755186	841173153.1	141.8	904.7	2.500	1.070	14.5	60.6(12.1)
8	S	182029	3757939	864116153.1	142.3	905.2	2.500	1.067	13.1	62.1(12.5)
9	S	143511	3687740	763330153.3	141.0	894.0	2.500	1.070	10.4	55.3(10.7)
10	S	123086	3716011	797481153.2	141.4	900.3	2.500	1.067	8.9	57.6(11.3)
11	S	8234	3769010	888669153.1	142.4	905.4	2.500	1.069	0.6	63.8(13.0)
12	S	26817	3779089	921348153.1	142.8	906.3	2.500	1.068	1.9	66.0(13.6)
13	S	137666	3752956	837804153.1	141.8	904.6	2.500	1.070	9.9	60.4(12.0)
14	S	118900	3763441	868964153.0	142.3	906.1	2.500	1.067	8.5	62.4(12.6)
15	S	100497	3676749	756554153.4	141.0	891.6	2.500	1.070	7.3	54.9(10.5)
16	S	80134	3724311	806653153.1	141.5	901.5	2.500	1.068	5.8	58.3(11.5)
17	S	5428	3734688	815068153.1	141.5	902.8	2.500	1.069	0.4	58.9(11.6)
18	S	12936	3749927	839337153.1	141.9	904.6	2.500	1.068	0.9	60.5(12.1)
19	S	27370	1951622	433574151.4	120.7	524.4	2.500	1.127	2.3	36.7(3.3)
20	S	22044	3058535	608856152.8	136.4	753.0	2.500	1.089	1.7	45.6(6.9)

9.4.2 Verifica allo SLE sezione di spiccato

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [daN/cm ²]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm ²]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	27.5	412.2	86.5	26	-411.7	-83.5	---	---
2	S	19.7	-412.2	-86.5	-15	411.7	83.5	241	28.3
3	S	28.7	412.2	86.5	-25	-411.7	-83.5	294	28.3
4	S	16.0	-412.2	-86.5	42	411.7	83.5	---	---
5	S	31.2	412.2	86.5	-63	-411.7	-83.5	947	63.6
6	S	12.9	-466.6	44.1	86	463.9	-42.9	---	---

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
kt	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
k2	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k3	= 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k4	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
	Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = sr max*(e_sm - e_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
-------	-----	----	----	----	---	----	-------------	--------	----	---------	---------

RELAZIONE DI CALCOLO

1	S	-0.00001	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (990.00)	7472635	34021207
2	S	-0.00001	0.00000	0.500	30.0	15	0.00000 (0.00000)	95	0.000 (990.00)	-6628806	-26901372
3	S	-0.00001	0.00000	0.500	30.0	15	0.00001 (0.00001)	104	0.001 (990.00)	5518371	28747638
4	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (990.00)	0	0
5	S	-0.00003	0.00000	0.500	30.0	15	0.00002 (0.00002)	127	0.002 (990.00)	3653820	9947276
6	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (990.00)	0	0

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	19.5	423.8	83.6	109	-422.8	-80.7	---	---
2	S	21.1	-412.2	-86.5	-33	411.7	83.5	650	49.5
3	S	21.3	412.2	86.5	83	-411.7	-83.5	---	---
4	S	20.0	-412.2	-86.5	-16	411.7	83.5	255	28.3

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.40)	0	0
2	S	-0.00002	0.00000	0.500	30.0	15	0.00001 (0.00001)	118	0.001 (0.40)	-4399667	-12444145
3	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.40)	0	0
4	S	-0.00001	0.00000	0.500	30.0	15	0.00000 (0.00000)	97	0.000 (0.40)	-7008095	-19887139

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	11.0	466.6	44.1	131	-463.9	-42.9	---	---
2	S	16.9	400.3	-87.5	41	-400.1	84.5	---	---

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	0	0
2	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	0	0

10 VERIFICA DEI BAGGIOLI

DATI GENERALI SEZIONE RETTANGOLARE DI PILASTRO IN C.A.

NOME SEZIONE: VALLONE DELLE COSTE

(Percorso File: C:\Users\VERDE\Desktop\VERIFICA BAGGIOLI\VALLONE DELLE COSTE.sez)

Descrizione Sezione: BAGGIOLO VALLONE DELLE COSTE
Metodo di calcolo resistenza: Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Normativa di riferimento: N.T.C.
Tipologia sezione: Pilastro rettangolare ad armatura simmetrica
Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità: Comb. non sismiche

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe: C28/35
Resistenza compress. di progetto fcd: 158.6 daN/cm²
Resistenza compress. ridotta fcd': 79.3 daN/cm²
Deform. unitaria max resistenza ec2: 0.0020
Deformazione unitaria ultima ecu: 0.0035
Diagramma tensioni-deformaz.: Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale Ec: 323080 daN/cm²
Resis. media a trazione fctm: 27.6 daN/cm²

ACCIAIO - Tipo: B450C
Resist. caratt. a snervamento fyk: 4500 daN/cm²
Resist. caratt. a rottura ftk: 4500 daN/cm²
Resist. a snerv. di progetto fyd: 3913 daN/cm²
Resist. ultima di progetto ftd: 3913 daN/cm²
Deform. ultima di progetto Epu: 0.068
Modulo Elastico Ef: 2000000 daN/cm²
Diagramma tensioni-deformaz.: Bilineare finito

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base: 145.0 cm
Altezza: 110.0 cm
N°totale barre: 48
Diametro barre: 14 mm
Copriferro (dal baric.barre): 5.0 cm

Coordinate Barre nei vertici

N°Barra	X [cm]	Y [cm]
1	-67.5	-50.0
2	-67.5	50.0
3	67.5	50.0
4	67.5	-50.0

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione

RELAZIONE DI CALCOLO

Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	14	14
2	2	3	14	14
3	1	2	8	14
4	4	3	8	14

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 10 mm
Passo staffe: 5.0 cm
Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione
Vy Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione
Vx Taglio [daN] in direzione parallela all'asse x baric. della sezione

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	794157418	37217	7418	37217	

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.3 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.6 cm
Copriferro netto minimo staffe: 3.3 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sn Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.As Totale
1	S	79415	7418	37217	79397	733772	167053	4.4973.9(47.9)

METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Xc max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)

RELAZIONE DI CALCOLO

Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00082	72.555.0	0.00072	67.5	50.0	-0.00196	-67.5	-50.0	

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000016700	0.000004190	-0.000619760	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe:	10 mm
Passo staffe:	5.0 cm [Passo massimo di normativa = 16.8 cm]

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [daN] = proieiz. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio compressione resistente [daN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe
d z	Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro Braccio coppia interna [cm] La resistenza dei pilastri è calcolata assumendo il valore di z (coppia interna) I pesi della media sono le lunghezze delle strisce.(Sono escluse le strisce totalmente non compresse).
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm ² /m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm ² /m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta- ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	VedVcd	Vwdd z	bw	Ctg	AcwAst	A.Eff
1	S	37903	357576	369377	133.2	120.2	105.5 2.500 1.031 3.2 31.4(0.0)

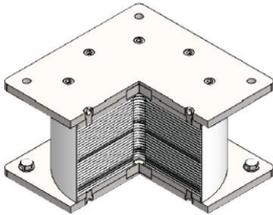
11 APPOGGI E GIUNTI

Il dimensionamento degli isolatori è stato eseguito a valle delle analisi statiche e sismiche, in funzione delle azioni trasmesse dall'impalcato alle pile e alle spalle nelle diverse combinazioni di carico.

L'impalcato, è poggiato su una coppia di isolatori sulla spalla 1 e sulla spalla 2 e su una coppia di isolatori su ciascuna pila.

11.1 ISOLATORI ELASTOMERICI

L'impalcato poggia su 12 isolatori caratterizzati da una rigidezza orizzontale di 4180kN/m e con smorzamento equivalente pari al 15%.



Il tipo di elastomero da adottare, il numero di layers vanno progettati per garantire le prestazioni richieste in termini di rigidezza verticale, rigidezza orizzontale ed escursione massima.

11.1.1 Azioni sugli isolatori

Di seguito sono le azioni trasmesse agli isolatori dalla sovrastruttura. Le azioni sugli isolatori sono identificate come segue:

p: azione verticale

V2: azione orizzontale in direzione longitudinale

V3: azione orizzontale trasversale

U3: spostamento longitudinale

Le unità di misura sono (kN; m)

RELAZIONE DI CALCOLO

TABLE: Element Forces - Links											
Link	LinkElem	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	U3
SP1 SX	1	I-End	01 SLU G1 Max Carico	Max	-890,46	-73,785	154,236	0	7,6955	-3,6815	0,036898
SP1 SX	1	I-End	01 SLU G1 Max Carico	Min	-3998,91	-165,736	-98,86	0	-4,9326	-8,2693	-0,02365
SP1 SX	1	I-End	09 SLE G1 Max car	Max	-590,93	-48,793	127,351	0	6,3541	-2,4345	0,030467
SP1 SX	1	I-End	09 SLE G1 Max car	Min	-2891,81	-113,677	-79,262	0	-3,9548	-5,6719	-0,01896
SP1 SX	1	I-End	20 SLC 1+0,3	Max	-571,31	268,644	972,61	0	48,5279	13,4039	0,232682
SP1 SX	1	I-End	20 SLC 1+0,3	Min	-1339,36	-282,881	-916,819	0	-45,7443	-14,1142	-0,21934
SP1 SX	1	I-End	29 SLV 1+0,3	Max	-695,75	175,086	670,59	0	33,4588	8,7358	0,160428
SP1 SX	1	I-End	29 SLV 1+0,3	Min	-1214,92	-189,323	-614,799	0	-30,6751	-9,4462	-0,14708
SP1 DX	2	I-End	01 SLU G1 Max Carico	Max	-467,83	-70,208	165,061	0	90,8008	-38,622	0,039488
SP1 DX	2	I-End	01 SLU G1 Max Carico	Min	-4841,56	-176,248	-113,372	0	-62,3666	-96,955	-0,02712
SP1 DX	2	I-End	09 SLE G1 Max car	Max	-285,08	-45,825	135,843	0	74,7278	-25,2085	0,032498
SP1 DX	2	I-End	09 SLE G1 Max car	Min	-3531,03	-122,465	-90,365	0	-49,7104	-67,3686	-0,02162
SP1 DX	2	I-End	20 SLC 1+0,3	Max	-489,09	271,381	1010,497	0	555,88	149,2881	0,241746
SP1 DX	2	I-End	20 SLC 1+0,3	Min	-1517,79	-292,182	-957,918	0	-526,9559	-160,731	-0,22917
SP1 DX	2	I-End	29 SLV 1+0,3	Max	-650,28	177,475	696,014	0	382,8813	97,6302	0,166511
SP1 DX	2	I-End	29 SLV 1+0,3	Min	-1356,60	-198,277	-643,435	0	-353,9572	-109,073	-0,15393
SP2 SX	7	I-End	01 SLU G1 Max Carico	Max	-1016,26	-61,274	223,424	0	3,3017	-0,9055	0,053451
SP2 SX	7	I-End	01 SLU G1 Max Carico	Min	-4297,01	-139,344	-97,383	0	-1,4391	-2,0592	-0,0233
SP2 SX	7	I-End	09 SLE G1 Max car	Max	-680,25	-40,588	163,085	0	2,4101	-0,5998	0,039015
SP2 SX	7	I-End	09 SLE G1 Max car	Min	-3111,01	-95,784	-90,242	0	-1,3336	-1,4155	-0,02159
SP2 SX	7	I-End	20 SLC 1+0,3	Max	-647,69	382,233	900,71	0	13,3107	5,6486	0,215481
SP2 SX	7	I-End	20 SLC 1+0,3	Min	-1477,65	-395,507	-960,151	0	-14,1891	-5,8448	-0,2297
SP2 SX	7	I-End	29 SLV 1+0,3	Max	-781,67	249,253	603,377	0	8,9167	3,6834	0,144348
SP2 SX	7	I-End	29 SLV 1+0,3	Min	-1343,67	-262,527	-662,817	0	-9,7951	-3,8796	-0,15857
SP2 DX	8	I-End	01 SLU G1 Max Carico	Max	-713,56	-52,251	238,802	0	139,7521	-30,5784	0,05713
SP2 DX	8	I-End	01 SLU G1 Max Carico	Min	-5257,49	-149,407	-115,168	0	-67,3992	-87,4364	-0,02755
SP2 DX	8	I-End	09 SLE G1 Max car	Max	-456,48	-33,508	175,374	0	102,6325	-19,6093	0,041955
SP2 DX	8	I-End	09 SLE G1 Max car	Min	-3831,00	-104,499	-103,865	0	-60,7846	-61,1554	-0,02485
SP2 DX	8	I-End	20 SLC 1+0,3	Max	-519,37	387,117	946,747	0	554,0574	226,5491	0,226495
SP2 DX	8	I-End	20 SLC 1+0,3	Min	-1766,26	-406,429	-1008,24	0	-590,0429	-237,851	-0,24121
SP2 DX	8	I-End	29 SLV 1+0,3	Max	-718,04	253,569	634,514	0	371,3315	148,3939	0,151798
SP2 DX	8	I-End	29 SLV 1+0,3	Min	-1567,59	-272,881	-696,004	0	-407,3171	-159,696	-0,16651
P1 SX	13	I-End	01 SLU G1 Max Carico	Max	-6565,33	-98,299	171,869	0	85,9308	-49,1477	0,041117
P1 SX	13	I-End	01 SLU G1 Max Carico	Min	-13102,13	-231,034	-25,439	0	-12,7189	-115,514	-0,00609
P1 SX	13	I-End	09 SLE G1 Max car	Max	-4818,28	-63,637	136,867	0	68,4306	-31,8173	0,032743
P1 SX	13	I-End	09 SLE G1 Max car	Min	-9670,76	-156,667	-21,461	0	-10,7303	-78,3312	-0,00513
P1 SX	13	I-End	20 SLC 1+0,3	Max	-5018,81	353,667	935,718	0	467,8428	176,8273	0,223856
P1 SX	13	I-End	20 SLC 1+0,3	Min	-5854,94	-357,438	-834,258	0	-417,1148	-178,713	-0,19958
P1 SX	13	I-End	29 SLV 1+0,3	Max	-5132,65	232,638	645,819	0	322,8984	116,3151	0,154502

RELAZIONE DI CALCOLO

P1 SX	13	I-End	29 SLV 1+0,3	Min	-5741,09	-236,409	-544,36	0	-272,1705	-118,201	-0,13023
P1 DX	15	I-End	01 SLU G1 Max Carico	Max	-5503,82	-95,151	184,648	0	92,3209	-47,5742	0,044174
P1 DX	15	I-End	01 SLU G1 Max Carico	Min	-13281,25	-237,587	-45,771	0	-22,885	-118,789	-0,01095
P1 DX	15	I-End	09 SLE G1 Max car	Max	-4007,41	-60,942	146,06	0	73,0277	-30,4699	0,034943
P1 DX	15	I-End	09 SLE G1 Max car	Min	-9755,46	-162,501	-36,86	0	-18,4293	-81,2473	-0,00882
P1 DX	15	I-End	20 SLC 1+0,3	Max	-4326,55	354,154	937,443	0	468,7069	177,0716	0,224269
P1 DX	15	I-End	20 SLC 1+0,3	Min	-5217,59	-363,406	-846,622	0	-423,2978	-181,697	-0,20254
P1 DX	15	I-End	29 SLV 1+0,3	Max	-4480,05	233,714	645,387	0	322,6834	116,8531	0,154399
P1 DX	15	I-End	29 SLV 1+0,3	Min	-5064,09	-242,965	-554,566	0	-277,2743	-121,479	-0,13267
P2 SX	17	I-End	01 SLU G1 Max Carico	Max	-6210,97	-121,034	102,749	0	51,3731	-60,5153	0,024581
P2 SX	17	I-End	01 SLU G1 Max Carico	Min	-13149,70	-284,852	-7,714	0	-3,8567	-142,422	-0,00185
P2 SX	17	I-End	09 SLE G1 Max car	Max	-4512,57	-78,538	76,331	0	38,1645	-39,2676	0,018261
P2 SX	17	I-End	09 SLE G1 Max car	Min	-9649,11	-193,696	-7,673	0	-3,8362	-96,8449	-0,00184
P2 SX	17	I-End	20 SLC 1+0,3	Max	-4598,27	522,407	788,53	0	394,2534	261,1958	0,188644
P2 SX	17	I-End	20 SLC 1+0,3	Min	-5783,11	-534,73	-756,624	0	-378,3011	-267,357	-0,18101
P2 SX	17	I-End	29 SLV 1+0,3	Max	-4788,08	342,098	525,276	0	262,6302	171,0439	0,125664
P2 SX	17	I-End	29 SLV 1+0,3	Min	-5593,29	-354,421	-493,37	0	-246,6779	-177,205	-0,11803
P2 DX	19	I-End	01 SLU G1 Max Carico	Max	-4735,60	-116,618	109,914	0	54,9557	-58,3072	0,026295
P2 DX	19	I-End	01 SLU G1 Max Carico	Min	-13274,35	-289,273	-33,179	0	-16,5887	-144,633	-0,00794
P2 DX	19	I-End	09 SLE G1 Max car	Max	-3381,03	-74,911	81,384	0	40,6909	-37,4543	0,01947
P2 DX	19	I-End	09 SLE G1 Max car	Min	-9704,08	-197,993	-26,789	0	-13,3941	-98,9941	-0,00641
P2 DX	19	I-End	20 SLC 1+0,3	Max	-3401,03	522,605	790,263	0	395,121	261,2956	0,189058
P2 DX	19	I-End	20 SLC 1+0,3	Min	-5428,16	-538,674	-772,81	0	-386,3946	-269,33	-0,18488
P2 DX	19	I-End	29 SLV 1+0,3	Max	-3738,57	343,318	523,844	0	261,9151	171,6545	0,125322
P2 DX	19	I-End	29 SLV 1+0,3	Min	-5090,63	-359,387	-506,391	0	-253,1887	-179,689	-0,12115
P3 SX	21	I-End	01 SLU G1 Max Carico	Max	-6315,93	-115,867	95,71	0	47,8539	-57,9322	0,022897
P3 SX	21	I-End	01 SLU G1 Max Carico	Min	-13310,12	-273,971	-27,954	0	-13,9768	-136,983	-0,00669
P3 SX	21	I-End	09 SLE G1 Max car	Max	-4588,58	-75,133	67,861	0	33,9295	-37,5655	0,016235
P3 SX	21	I-End	09 SLE G1 Max car	Min	-9764,70	-186,351	-25,522	0	-12,7609	-93,1731	-0,00611
P3 SX	21	I-End	20 SLC 1+0,3	Max	-4679,53	588,822	784,763	0	392,372	294,4039	0,187742
P3 SX	21	I-End	20 SLC 1+0,3	Min	-5862,66	-598,107	-804,284	0	-402,1323	-299,046	-0,19241
P3 SX	21	I-End	29 SLV 1+0,3	Max	-4871,51	386,071	513,604	0	256,796	193,0311	0,122872
P3 SX	21	I-End	29 SLV 1+0,3	Min	-5670,68	-395,356	-533,125	0	-266,5562	-197,674	-0,12754
P3 DX	23	I-End	01 SLU G1 Max Carico	Max	-4837,24	-112,938	101,221	0	50,6096	-56,4676	0,024216
P3 DX	23	I-End	01 SLU G1 Max Carico	Min	-13452,39	-281,391	-53,513	0	-26,7557	-140,692	-0,0128
P3 DX	23	I-End	09 SLE G1 Max car	Max	-3454,96	-72,616	72,34	0	36,1694	-36,307	0,017306
P3 DX	23	I-End	09 SLE G1 Max car	Min	-9835,44	-192,933	-44,399	0	-22,1991	-96,4644	-0,01062
P3 DX	23	I-End	20 SLC 1+0,3	Max	-3447,36	585,767	789,272	0	394,6275	292,8775	0,188821
P3 DX	23	I-End	20 SLC 1+0,3	Min	-5537,48	-604,344	-817,624	0	-408,8032	-302,166	-0,1956
P3 DX	23	I-End	29 SLV 1+0,3	Max	-3795,58	384,273	515,132	0	257,5607	192,1323	0,123237
P3 DX	23	I-End	29 SLV 1+0,3	Min	-5189,25	-402,85	-543,484	0	-271,7364	-201,421	-0,13002

RELAZIONE DI CALCOLO

P4 SX	25	I-End	01 SLU G1 Max Carico	Max	-7140,25	-91,536	137,368	0	68,6825	-45,7672	0,032863
P4 SX	25	I-End	01 SLU G1 Max Carico	Min	-13854,98	-213,097	-96,559	0	-48,2788	-106,547	-0,0231
P4 SX	25	I-End	09 SLE G1 Max car	Max	-5235,96	-59,741	97,995	0	48,9965	-29,8701	0,023444
P4 SX	25	I-End	09 SLE G1 Max car	Min	-10220,10	-145,22	-84,74	0	-42,3692	-72,6084	-0,02027
P4 SX	25	I-End	20 SLC 1+0,3	Max	-5290,15	491,059	818,725	0	409,3551	245,5249	0,195867
P4 SX	25	I-End	20 SLC 1+0,3	Min	-6358,46	-501,873	-903,034	0	-451,5087	-250,932	-0,21604
P4 SX	25	I-End	29 SLV 1+0,3	Max	-5447,82	321,176	536,646	0	268,3184	160,5853	0,128384
P4 SX	25	I-End	29 SLV 1+0,3	Min	-6200,79	-331,991	-620,955	0	-310,472	-165,993	-0,14855
P4 DX	27	I-End	01 SLU G1 Max Carico	Max	-6230,60	-76,026	137,222	0	68,6099	-38,0125	0,032828
P4 DX	27	I-End	01 SLU G1 Max Carico	Min	-14293,36	-209,088	-125,349	0	-62,6737	-104,543	-0,02999
P4 DX	27	I-End	09 SLE G1 Max car	Max	-4532,31	-47,759	98,478	0	49,2384	-23,8789	0,023559
P4 DX	27	I-End	09 SLE G1 Max car	Min	-10494,62	-143,242	-106,161	0	-53,0799	-71,6197	-0,0254
P4 DX	27	I-End	20 SLC 1+0,3	Max	-4834,28	496,958	819,505	0	409,7461	248,4748	0,196054
P4 DX	27	I-End	20 SLC 1+0,3	Min	-5681,53	-501,664	-916,079	0	-458,0323	-250,828	-0,21916
P4 DX	27	I-End	29 SLV 1+0,3	Max	-4979,41	327,981	535,502	0	267,7469	163,9879	0,128111
P4 DX	27	I-End	29 SLV 1+0,3	Min	-5536,41	-332,688	-632,076	0	-316,0331	-166,341	-0,15121

P	
KN	
max SLU	-14293,36
max SLE	-10494,62
max SLC	-6358,46
max SLV	-6200,79

11.1.2 Verifica dei massimi spostamenti allo slc

Gli spostamenti massimi individuati su ciascun isolatore sono i seguenti:

TABLE: Element Deformations - Links					
Link	OutputCase	StepType	U2	U3	U(2+3)
Text	Text	Text	m	m	m
SP2DX	20 SLC 1+0,3	Max	0,064	0,233	0,241
SP2DX	20 SLC 1+0,3	Min	-0,068	-0,219	0,229
SP2SX	20 SLC 1+0,3	Max	0,065	0,242	0,250
SP2SX	20 SLC 1+0,3	Min	-0,070	-0,229	0,240
SP1SX	20 SLC 1+0,3	Max	0,091	0,215	0,234
SP1SX	20 SLC 1+0,3	Min	-0,095	-0,230	0,248
SP1DX	20 SLC 1+0,3	Max	0,093	0,226	0,244
SP1DX	20 SLC 1+0,3	Min	-0,097	-0,242	0,261
P4Dx	20 SLC 1+0,3	Max	0,085	0,224	0,239
P4Dx	20 SLC 1+0,3	Min	-0,085	-0,199	0,217
P4SX	20 SLC 1+0,3	Max	0,085	0,224	0,240
P4SX	20 SLC 1+0,3	Min	-0,087	-0,203	0,220
P3DX	20 SLC 1+0,3	Max	0,125	0,189	0,226
P3DX	20 SLC 1+0,3	Min	-0,128	-0,181	0,222
P3SX	20 SLC 1+0,3	Max	0,125	0,189	0,227
P3SX	20 SLC 1+0,3	Min	-0,129	-0,185	0,225

RELAZIONE DI CALCOLO

P2DX	20 SLC 1+0,3	Max	0,141	0,188	0,235
P2DX	20 SLC 1+0,3	Min	-0,143	-0,192	0,240
P2SX	20 SLC 1+0,3	Max	0,140	0,189	0,235
P2SX	20 SLC 1+0,3	Min	-0,145	-0,196	0,243
P1SX	20 SLC 1+0,3	Max	0,118	0,196	0,229
P1SX	20 SLC 1+0,3	Min	-0,120	-0,216	0,247
P1DX	20 SLC 1+0,3	Max	0,119	0,196	0,229
P1DX	20 SLC 1+0,3	Min	-0,120	-0,219	0,250
SP2DX	24 SLC 0,3+1	Max	0,126	0,109	0,167
SP2DX	24 SLC 0,3+1	Min	-0,129	-0,096	0,161
SP2SX	24 SLC 0,3+1	Max	0,127	0,115	0,171
SP2SX	24 SLC 0,3+1	Min	-0,132	-0,102	0,167
SP1SX	24 SLC 0,3+1	Max	0,134	0,157	0,207
SP1SX	24 SLC 0,3+1	Min	-0,138	-0,171	0,220
SP1DX	24 SLC 0,3+1	Max	0,136	0,153	0,204
SP1DX	24 SLC 0,3+1	Min	-0,140	-0,169	0,219
P4Dx	24 SLC 0,3+1	Max	0,180	0,107	0,209
P4Dx	24 SLC 0,3+1	Min	-0,181	-0,082	0,199
P4SX	24 SLC 0,3+1	Max	0,179	0,109	0,210
P4SX	24 SLC 0,3+1	Min	-0,182	-0,088	0,202
P3DX	24 SLC 0,3+1	Max	0,251	0,092	0,267
P3DX	24 SLC 0,3+1	Min	-0,254	-0,084	0,268
P3SX	24 SLC 0,3+1	Max	0,250	0,093	0,267
P3SX	24 SLC 0,3+1	Min	-0,254	-0,089	0,269
P2DX	24 SLC 0,3+1	Max	0,259	0,108	0,281
P2DX	24 SLC 0,3+1	Min	-0,261	-0,113	0,284
P2SX	24 SLC 0,3+1	Max	0,257	0,104	0,278
P2SX	24 SLC 0,3+1	Min	-0,262	-0,111	0,285
P1SX	24 SLC 0,3+1	Max	0,191	0,132	0,232
P1SX	24 SLC 0,3+1	Min	-0,194	-0,152	0,246
P1DX	24 SLC 0,3+1	Max	0,192	0,122	0,228
P1DX	24 SLC 0,3+1	Min	-0,194	-0,145	0,242

Lo spostamento massimo registrato è di 0.28 m.

11.2 EFFETTI DELLA VARIABILITÀ DELLA RIGIDEZZA DEGLI ISOLATORI

Di seguito si illustrano gli effetti che occorrono alla struttura qualora la rigidezza degli isolatori sia differente da quella valutata in sede progettuale. Si ipotizza una variazione cautelativa della rigidezza dell'isolatore pari a $\pm 20\%$ (NTC '08 cap. 11.9.7 - tab. 11.9.IV).

Nella tabella seguente si riassumono i valori del periodo T e dell'accelerazione spettrale S_a oltre che la variazione delle medesime caratteristiche rispetto a quanto previsto nel calcolo.

Δk	T	ΔT	s_a	Δs_a
[%]	[s]	[s]	[m/s ²]	[m/s ²]
20	1.87864	-7.21%	0.169	8.17%
0	2.02467	0.00%	0.156	0.00%

RELAZIONE DI CALCOLO

-20	2.22252	9.77%	0.147	-5.96%
-----	---------	-------	-------	--------

Rispetto a quanto valutato nel progetto, quindi, l'accelerazione spettrale varia in un range che va dal -5.96% al 8.17%. Se pure lo sfruttamento della pila più sollecitata aumentasse linearmente nei confronti dell'accelerazione spettrale (ovvero se l'azione sismica fosse l'unica componente responsabile dello sfruttamento della sezione) un tale incremento della sollecitazione risulterebbe ampiamente sopportabile dalla pila maggiormente sollecitata (attualmente all' 80% circa dello sfruttamento).

Un'eventuale riduzione di rigidità del 20%, di contro, comporta un incremento dello spostamento pari a:

$$\Delta d = \frac{\Delta k}{\Delta F} = \frac{\Delta k}{\Delta(m \cdot a)} = \frac{\Delta k}{m \cdot g \cdot \Delta S_a} \cong 8.21\%$$

Di cui si tiene conto nel dimensionamento del giunto.

11.3 VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO SISMICO

Di seguito si valutano gli eventuali effetti della variabilità spaziale del moto sismico secondo quanto contenuto nelle NTC '08 al capitolo 3.2.

RELAZIONE DI CALCOLO

Dati suolo inizio viadotto			
Cat. Suolo: B			
$a_g =$	0,453 m/s ²	$T_C =$	0,648
$S =$	1	$T_D =$	3,41
$d_{gi} = 0.025 \times a_g \times S \times T_C \times T_D =$		0,025 m	NTC '08 eq. 3.2.15
Dati suolo fine viadotto			
Cat. Suolo: B			
$a_g =$	0,453 m/s ²	$T_C =$	0,648
$S =$	1	$T_D =$	3,41
$d_{gj} = 0.025 \times a_g \times S \times T_C \times T_D =$		0,025 m	NTC '08 eq. 3.2.15
Spostamento relativo massimo del terreno			
$x =$	230 m	$v_{ijmin} =$	360 m/s
$d_{ij0} = 1.25 \times d_{gi} - d_{gj} =$		0,000 m	NTC '08 eq. 3.2.20
$d_{ijmax} = 1.25 \sqrt{d_{gi}^2 + d_{gj}^2} =$		0,044 m	NTC '08 eq. 3.2.18
$d_{ij} = d_{ij0} + (d_{ijmax} - d_{ij0}) \left[1 - e^{-1.25 \left(\frac{x}{v_s} \right)^{0.7}} \right] =$		0,026 m	NTC '08 eq. 3.2.19

11.4 GIUNTI DI DILATAZIONE

Si rileva che il valore massimo calcolato alle combinazioni sismiche di collasso (SLC) è di circa 300 mm. A questo si sommano gli incrementi percentuali dovuti all'eventuale variazione della rigidità dell'isolatore riscontrati sul viadotto ed il massimo valore risultante dalla valutazione del problema della spazialità del moto sismico. Per garantire la compatibilità degli spostamenti con la struttura, si è optato per giunti di dilatazione con escursione massima di 350 mm.

	Vallone delle Coste	
	SX	DX
Massimo spostamento isolatore [m]	0,28	0,30
Spazialità moto sismico [m]	0,026	0,026
Variabilità rigidità isolatore	8,21%	8,21%
Dimensione minima del Giunto [m]	0,35	0,35