

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



S.O. PONTI E GRANDI STRUTTURE

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA

LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA

NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA

LOTTO 1 BUONABITACOLO - PRAIA

LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO

LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA

VIADOTTI FERROVIARI

RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO STRUTTURALE DELLE PILE

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA Progr. REV.

RC2A 01 R 09 CL VI0000 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE DEFINITIVA	M. Latini <i>M. Latini</i>	Agosto 2023	A. Ferri <i>A. Ferri</i>	Agosto 2023	I. D'Amore <i>I. D'Amore</i>	Agosto 2023	A. Vittozzi Agosto 2023

ITALFERR S.p.A.
U.O. Opere Civili e Gestione delle varianti
Dott. Ing. Angelo Vittozzi
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma
n° Az0783

File: RC2A01R09CLVI0000001A

n. Elab.: -

INDICE

1	PREMESSA	4
2	NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	5
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	7
3.1	CALCESTRUZZO PER STRUTTURE IN FONDAZIONE ED ELEVAZIONE	7
3.2	ACCIAIO D'ARMATURA IN BARRE TONDE AD ADERENZA MIGLIORATA	9
3.3	COPRIFERRO	11
4	VITA NOMINALE E CLASSE D'USO	12
4.1	VITA NOMINALE.....	12
4.2	CLASSE D'USO	12
4.3	PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA	13
5	IPOTESI E CRITERI DI DIMENSIONAMENTO	14
5.1	PILE	14
5.2	MODELLAZIONE STRUTTURALE	15
5.3	COMBINAZIONI DI CARICO	17
6	ANALISI DEI CARICHI	22
6.1	PERMANENTI STRUTTURALI E NON (G1 E G2)	22
6.2	CARICHI DA TRAFFICO VERTICALI (Q1).....	23
6.3	EFFETTI DINAMICI	24
6.4	DISPOSIZIONE TRENI DI CARICO	24
6.5	CARICHI DA TRAFFICO ORIZZONTALI.....	24
	6.5.1 Frenatura ed avviamento (Q2).....	24
	6.5.2 Forza centrifuga (Q3).....	25
	6.5.3 Serpeggio (Q4).....	25
6.6	AZIONE DEL VENTO SULLA PILA (Q5).....	26
6.7	AZIONI SISMICHE (Q7)	26

6.7.1	Combinazione delle componenti dell'azione sismica e valutazione delle masse.....	27
6.8	VARIAZIONI TERMICHE (Q8).....	27
7	PILA TIPOLOGICA B.....	28
7.1	SOLLECITAZIONI DI VERIFICA.....	30
7.2	VERIFICHE STRUTTURALI.....	31
7.2.1	Presso-flessione.....	31
7.2.2	Taglio.....	34
8	PILA TIPOLOGICA C.....	37
8.1	SOLLECITAZIONI DI VERIFICA.....	39
8.2	VERIFICHE STRUTTURALI.....	40
8.2.1	Presso-flessione.....	40
8.2.2	Taglio.....	43
9	PILA TIPOLOGICA VI01D.....	46
9.1	SOLLECITAZIONI DI VERIFICA.....	47
9.2	VERIFICHE STRUTTURALI PILA.....	48
9.2.1	Presso-flessione.....	48
9.2.2	Taglio.....	53
10	PILA TIPOLOGICA E.....	58
10.1	SOLLECITAZIONI DI VERIFICA.....	60
10.2	VERIFICHE STRUTTURALI.....	61
10.2.1	Presso-flessione.....	61
10.2.2	Taglio.....	64

1 PREMESSA

La presente relazione è relativa al predimensionamento strutturale di alcune pile tipologiche dei viadotti ferroviari previsti nell'ambito del PFTE – Progetto di Fattibilità Tecnica ed Economica della “Linea Salerno-Reggio Calabria – Nuova Linea AV Salerno-Reggio Calabria”, con particolare riferimento al Lotto 1B della tratta Battipaglia-Praia, denominato "Romagnano - Buonabitacolo", e al Lotto 1C, denominato “Buonabitacolo – Praia”.

Le strutture sono state progettate coerentemente con quanto previsto dalla normativa vigente, “Norme Tecniche per le Costruzioni” - DM 17.1.2018 e relativa Circolare “Istruzioni per l’applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni”.

	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA PROGETTO DI FATTIBILTA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione di predimensionamento strutturale delle pile	COMMESSA RC2A	LOTTO 01 R 09	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0000 001	REV. A

2 NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

L'analisi delle opere e le verifiche degli elementi strutturali sono state condotte in accordo con le vigenti disposizioni legislative e in particolare con le seguenti norme e circolari:

- **RFI DTC SI PS MA IFS 001 F – Dicembre 2022:** *Manuale di progettazione delle Opere Civili - Emissione per applicazione*
- **RFI DTC SI PS SP IFS 001 F – Dicembre 2022:** *Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 6 – Opere in conglomerato cementizio e in acciaio - Emissione per applicazione;*
- **D.M. del 17 gennaio 2018:** *Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;*
- **C.M. 21/01/2019 n.7:** *Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018;*
- **Legge 05/01/1971 n°1086:** *Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica;*
- **Legge 02/02/1974 n°64:** *Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;*

Nella redazione dei progetti e nelle verifiche strutturali si è inoltre fatto riferimento alla normativa Europea di seguito specificata:

- **UNI EN 1990: 2006:** *Eurocodice 0: Criteri generali di progettazione strutturale;*
- **UNI EN 1991-1-1:2004:** *Eurocodice 1 –Azioni in generale– Parte 1-1: Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi variabili;*
- **UNI EN 1991-1-4:2005:** *Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento;*
- **UNI EN 1992-1-1:2005:** *Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;*
- **UNI EN 1992-2:2006:** *Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti;*

- **UNI EN 1993-1-1:2005:** Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- **UNI EN 1993-2:2007:** Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 2: Ponti;
- **UNI EN 1997-1: 2005:** Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica. Parte 1: Regole generali.
- **UNI EN 1998-1:2005:** Eurocodice 8 – Progettazione delle struttura per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici;
- **UNI EN 1998-2:2006:** Eurocodice 8 – Progettazione delle struttura per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti;
- **UNI EN 1998-5:2005:** Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici;
- **STI 2014 – REGOLAMENTO UE N.1299/2014** della commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione Europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;
- **UNI EN 206-1-2016** - Calcestruzzo. “Specificazione, prestazione, produzione e conformità”.
- **UNI 11104/2016** - Calcestruzzo Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l’applicazione della EN 206-1.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1 Calcestruzzo per strutture in fondazione ed elevazione

Si riportano di seguito due tabelle riepilogative del tipo e delle caratteristiche del calcestruzzo adottato per i diversi elementi strutturali: (Tab. 1 e Tab. 2):

Descrizione	Magrone	Struttura in elevazione	Strutture in fondazioni
Classe di resistenza	C12/15	C32/40	C25/30
Classe di esposizione	X0	XC4	XC2
Condizioni ambientali	-	aggressive	ordinarie
Rapporto acqua/cemento	-	0,50	0,60
Diametro massimo inerti	-	25 mm	32 mm
Tipo di cemento	I, II, III, IV, V	III, IV, V	III, IV, V
Contenuto min. cemento	-	280 kg/mc	280 kg/mc
Classe minima di consistenza	-	S4	S4

Tab. 3-1 – Tabella caratteristiche dei calcestruzzo delle strutture

Parametri	UM	Magrone	Struttura in elevazione	Strutture in fondazioni
R_{ck}	(N/mm ²)	15	40	30
f_{ck}	(N/mm ²)	12	32	25
f_{cm}	(N/mm ²)	-	40	33
α_{cc}	(-)	-	0,85	0,85
γ_c	(-)	-	1,50	1,50
f_{cd}	(N/mm ²)	-	18,81	14,17
f_{ctm}	(N/mm ²)	-	3.02	2,56

Parametri	UM	Magrone	Struttura in elevazione	Strutture in fondazioni
f_{ctk}	(N/mm ²)	-	2,11	1,79
f_{ctd}	(N/mm ²)	-	1,41	1.19
E_c	(N/mm ²)	-	33346	31476
$0.55 \cdot f_{ck}$ (rara)	(N/mm ²)	-	16,60	12,28
$0.40 \cdot f_{ck}$ (QP)	(N/mm ²)	-	13,28	9,96

Tab. 3-2 – Tabella caratteristiche parametri operativi dei calcestruzzi delle strutture

dove:

R_{ck} = Resistenza cubica caratteristica a compressione

$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$ = Resistenza cilindrica caratteristica

$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (N/mm²) = Resistenza cilindrica media a compressione

α_{cc} = Coefficiente per effetti a lungo termine e sfavorevoli: α_{cc} (t > 28gg) = 0.85

$\gamma_c = 1.5$; viene ridotto a 1.4 per produzioni continuative di elementi o strutture soggette a controllo continuativo del calcestruzzo dal quale risulti un coefficiente di variazione (rapporto tra scarto quadratico medio e valore

medio della resistenza) non superiore al 10%. $f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$ = Resistenza di calcolo a compressione

$f_{ctm} = 0.3 \cdot (f_{ck})^{2/3}$ [per classi \leq C50/60] = Resistenza cilindrica media a trazione

$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$ = Resistenza cilindrica caratteristica a trazione

$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$ = Resistenza di calcolo a trazione

$f_{cfm} = 1.2 \cdot f_{ctm}$ = Resistenza media a trazione per flessione

$f_{cfk} = 0.7 \cdot f_{cfm}$ = Resistenza cilindrica caratteristica a trazione

$E_{cm} = 22000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3}$ = Modulo Elastico

- Coefficiente di Poisson:

Secondo quanto prescritto al punto 11.2.10.4 della NTC2018, per il coefficiente di Poisson può adottarsi, a seconda dello stato di sollecitazione, un valore compreso tra 0 (calcestruzzo fessurato) e 0.2 (calcestruzzo non fessurato).

- Coefficiente di dilatazione termica:

In sede di progettazione, o in mancanza di una determinazione sperimentale diretta, per il coefficiente di dilatazione termica del calcestruzzo può assumersi un valore medio pari a $10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ (NTC2018 – 11.2.10.5).

- Tensione di compressione limite nel calcestruzzo:

I valori limite per le tensioni di compressione nel calcestruzzo sono stati definiti in accordo con il punto 2.5.1.8.3.2.1 di .. Non si tiene in considerazione della riduzione del 30% dei valori poiché gli spessori delle opere d'arte in oggetto hanno spessori maggiori di 5 cm.

3.2 Acciaio d'armatura in barre tonde ad aderenza migliorata

Si adotta acciaio tipo B450C come previsto al punto 11.3.2.1 delle NTC2018 (.), per il quale si possono assumere le seguenti caratteristiche:

- Resistenza a trazione – compressione:

$$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2 = \text{Resistenza caratteristica di rottura}$$

$$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2 = \text{Resistenza caratteristica a snervamento}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 391.3 \text{ N/mm}^2 = \text{Resistenza di calcolo}$$

dove:

$\gamma_s = 1.15 =$ Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio.

Rapporto: $1.15 < (f_t/f_y)_k < 1.35$ (frattile 10%)

Rapporto: $(f_y/f_{y,nom})_k < 1.25$ (frattile 10%)

Allungamento: $(A_{gt})_k > 7.5\%$ (frattile 10%)

- Modulo Elastico:

$$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$$

- Tensione limite di trazione nell'acciaio in combinazione rara (§2.5.1.8.3.2.1 di .):

$$0,75 \cdot f_{yk} = 337.50 \text{ N/mm}^2$$

- Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo:

Parametri	UM	Struttura in elevazione	Strutture in fondazioni
f_{bk}	(N/mm ²)	4,36	4,36
f_{bd}	(N/mm ²)	2,90	2,90

Tab. 3-3 – Tabella caratteristiche meccaniche acciaio ordinario per strutture in calcestruzzo armato

dove:

$$f_{bk} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk} = \text{Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza}$$

$$f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c} = \text{Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo}$$

$\eta = 1.0$ – per barre di diametro $\Phi \leq 32$ mm;

$\gamma_c = 1.5$ – Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo.

3.3 Copriferro

Al punto 2.5.2.2.3.2 del MdP RFI () vengono forniti i valori minimi del copriferro da adottare per i diversi elementi strutturali riportati in Tab. 5. Nei casi in cui le condizioni ambientali per l'opera in progetto siano aggressive e molto aggressive ai sensi della Tab.4.1.III del DM 17.01.2018 (Tab. 7), il copriferro minimo indicato Tab. 8 va aumentato rispettivamente di 10 mm e di 20 mm (ad eccezione dei pali).

Elemento strutturale	Copriferro minimo
Pali (di paratie o opere di sostegno), diaframmi e relativi cordoli di collegamento gettati in opera	60mm
Pali/diaframmi di fondazione gettati in opera	60mm
Pali di fondazione prefabbricati	60mm
Solettoni di fondazione, fondazioni armate	40mm
Fondazioni non armate (pozzi, sottoplinti, ecc.)	40mm
Cunette canalette e cordoli	40mm
Opere in elevazione in viste (pile, spalle, pulvini, baggioli)	40mm
Opere in elevazione con superfici interrato o non ispezionabili	40mm
Solette estradosso	35mm
Solette intradosso (getto in opera)	35mm
Impalcato armatura ordinaria	40mm
Impalcato in C.A.P. - cavi pre-tesi	Max ($3\Phi_{TR}$; 50mm)
Impalcato in C.A.P. cavi post-tesi	Max (Φ_G ; 60mm)
Predalles prefabbricate con funzioni strutturali	25mm
Predalles senza funzioni strutturali	Max (Φ_{inf} ; 20mm)

Tabella 2.5.2.2.3.2.-1

Con:

Φ_{TR} = diametro esterno filo, treccia o trefolo;

Φ_G = diametro esterno guaina;

Φ_{IN} = diametro armatura inferiore delle lastre.

Tab. 3-4 – Tabella copriferri minimi del Manuale di Progettazione RF

In definitiva si prescrive che:

- in elevazione il copriferro netto di progetto non deve essere inferiore a 50mm.
- in fondazione il copriferro netto di progetto non deve essere inferiore a 40mm.
- per i pali di fondazione il copriferro netto di progetto non deve essere inferiore a 60mm.

4 VITA NOMINALE E CLASSE D'USO

4.1 Vita nominale

La vita nominale di una costruzione, così come definita dalla normativa, è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve essere usata per lo scopo al quale è destinata. Essa è la durata alla quale deve farsi espresso riferimento in sede progettuale, in relazione alla durabilità delle costruzioni, nel dimensionare le strutture ed i particolari costruttivi, nella scelta dei materiali e delle eventuali applicazioni e misure protettive per garantire il mantenimento della resistenza e della funzionalità. La vita nominale V_N delle infrastrutture ferroviarie in esame è definita in Tab. 1 (riquadro rosso):

TIPO DI COSTRUZIONE ⁽¹⁾	Vita Nominale V_N [Anni] ⁽¹⁾
OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE PROGETTATE CON LE NORME VIGENTI PRIMA DEL DM 14.01.2008 A VELOCITÀ CONVENZIONALE ($V < 250$ km/h)	50
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ ($V < 250$ km/h)	75
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ ($V > 250$ km/h)	100
OPERE DI GRANDI DIMENSIONI: PONTI E VIADOTTI CON CAMPATE DI LUCE MAGGIORE DI 150 m	≥ 100 ⁽²⁾
<p>(1) - La medesima V_N si applica anche ad apparecchi di appoggio, coprigiunti e impermeabilizzazione delle stesse opere.</p> <p>(2) - Da definirsi per il singolo progetto a cura di FERROVIE.</p>	

Tab. 4-1 – Vita Nominale delle infrastrutture ferroviarie

In particolare, visto che la linea ferroviaria in oggetto presenta delle velocità di progetto superiori ai 250 km/h, le opere d'arte avranno una vita nominale V_N pari a 100 anni.

4.2 Classe d'uso

La norma . attribuisce alle costruzioni, in funzione della loro destinazione d'uso e, quindi delle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso in conseguenza di un evento sismico, diverse classi d'uso; a ciascuna classe corrisponde un coefficiente d'uso c_U .

La classe d'uso delle infrastrutture ferroviarie può, di norma, assumersi come indicato in Tab. 2:

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione di predimensionamento strutturale delle pile	COMMESSA RC2A	LOTTO 01 R 09	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0000 001	REV. A
TIPO DI COSTRUZIONE	Classe d'uso⁽¹⁾	Coefficiente d'uso [CU]⁽¹⁾				
FABBRICATI APPARTAMENTI ALL'ELENCO A AI SENSI DEL DPCM 3685/2003	IV	2,0				
GRANDI STAZIONI	IV	2,0				
FABBRICATI APPARTAMENTI ALL'ELENCO B AI SENSI DEL DPCM 3685/2003	III	1,5				
OPERE D'ARTE DEL SISTEMA DI GRANDE VIABILITÀ FERROVIARIA ⁽²⁾	III	1,5				
ALTRE OPERE D'ARTE, FABBRICATI NON RIENTRATI NELLE CLASSI D'USO III E IV	II	1,0				
⁽¹⁾ Qualora una costruzione sia interferente con un'altra infrastruttura di cui all'elenco A del DPCM 3685 del 2003 o all'elenco B del DPCM 3685 del 2003 dovrà essere presa in conto la più alta tra la classe d'uso assegnata alla costruzione attraverso la presente tabella e quella dell'infrastruttura con cui si realizza l'interferenza. ⁽²⁾ Ricadono in classe d'uso IV le opere d'arte nuove ricadenti nelle tratte di nodo di collegamento delle grandi stazioni con il sistema di grande viabilità ferroviaria.						

Tab. 4-2 – Tabella della Classe d'uso e del coefficienti d'uso per le infrastrutture ferroviarie

Sulla base di quanto detto la classe d'uso a cui far riferimento sarà la classe IV, a cui corrisponde un coefficiente d'uso c_U pari a 2,0.

4.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

In riferimento a quanto detto nei paragrafi precedenti, il periodo di riferimento V_R da prendere a riferimento per valutare le azioni sismiche sulla struttura è pari a $V_R = V_N \cdot C_U = 100 \cdot 2 = 200$ anni.

5 IPOTESI E CRITERI DI DIMENSIONAMENTO

5.1 Pile

Dal punto di vista del dimensionamento delle pile, tramite un censimento sulle tipologie strutturali di impalcato, delle altezze del fusto pila e delle accelerazioni sismiche dei diversi siti, si sono identificate, lungo i due Lotti, le pile tipologiche riportate nelle tabelle seguenti.

LOTTO 1B								
TIPOLOGICO PILA	Forma	Binario	IMPALCATI				Acc. Plateau [g] q=1.5	H max [m]
			Lato sx	L [m]	Lato dx	L [m]		
A	Trapezoidale	SB	acc-cls	40	acc-cls	40	0.698	30
B	Trapezoidale	SB	acc-cls	40	acc-cls	50	0.698	30
C	Trapezoidale	SB	acc-cls	50	acc-cls su cavalletto	90	0.698	30
D	Ellissoidale	DB	cap	25	cap	25	0.516	10
E	Ellissoidale	DB	cap	25	acc-cls	50	0.516	10
F	Ellissoidale	DB	cap	25	acc-cls	40	0.516	10
G	Ellissoidale	DB	acc-cls	40	acc-cls	40	0.516	10
H	Ellissoidale	DB	acc-cls	40	acc-cls	50	0.516	10
I	Ellissoidale	DB	acc-cls	50	acc-cls	50	0.516	10
L	Ellissoidale	DB	acc-cls	50	acc-cls	50	0.516	10
M	Rettangolare	DB	acc-cls	40	arco a via inferiore	80	0.516	10
N	Rettangolare	DB	arco a via inferiore	80	acc-cls	50	0.516	10

Tab. 5-1 – Tipologici pile Lotto 1B

LOTTO 1C								
TIPOLOGICO PILA	Forma	Binario	IMPALCATI				Acc. Plateau [g] q=1.5	H max [m]
			Lato sx	L [m]	Lato dx	L [m]		
VI01A	Ellissoidale	DB	cap	25	cap	25	0.516	10
VI01B	Ellissoidale	DB	cap	25	acc-cls	40	0.516	10
VI01C	Rettangolare	DB	acc-cls	40	arco a via inferiore	120	0.516	12
VI01D	Ellissoidale	DB	acc-cls	40	acc-cls	40	0.516	20
VI01E	Ellissoidale	DB	acc-cls	40	acc-cls	50	0.516	20

VI01F	Ellissoidale	DB	acc-cls	50	acc-cls	50	0.516	15
VI01G	Ellissoidale	SB	acc-cls	40	acc-cls	40	0.516	20
VI01H	Ellissoidale	SB	acc-cls	40	acc-cls	50	0.516	20
VI01I	Ellissoidale	SB	acc-cls	50	acc-cls	50	0.516	20
VI01L	Ellissoidale	SB	acc-cls	35	acc-cls	50	0.516	20
VI01M	Ellissoidale	SB	acc-cls	40	acc-cls	35	0.516	20
VI02A	Ellissoidale	SB	acc-cls	40	reticolare	60	0.645	10
VI02B	Ellissoidale	SB	reticolare	60	reticolare	60	0.645	13
VI03A	Ellissoidale	DB	cap	25	cap	25	0.645	11
VI04A	Ellissoidale	DB	acc-cls	45	acc-cls	45	0.645	14
VI05A	Trapezoidale	SB	acc-cls	45	acc-cls	45	0.646	30
VI05B	Trapezoidale	SB	acc-cls	45	acc-cls su cavalletto	75	0.646	35
VI05C	Trapezoidale	SB	acc-cls su cavalletto	75	acc-cls su cavalletto	75	0.646	35
VI06A	Ellissoidale	SB	acc-cls	40	reticolare	75	0.558	9
VI06B	Ellissoidale	SB	acc-cls	40	acc-cls	40	0.558	9
VI07A	Ellissoidale	SB	cap	25	cap	25	0.558	7

Tab. 5-2 – Tipologici pile Lotto 1C

Tra i tipologici sopra riportati, si è scelto di eseguire il predimensionamento per 4 casi rilevanti:

- Tipologico B - pila trapezoidale SB con impalcati 40/50m con $H_{max} = 30m$;
- Tipologico C - pila trapezoidale SB con impalcati 50/90m (cavalletto) con $H_{max} = 30m$;
- Tipologico VI01C - pila rettangolare DB con impalcati 40/120m con $H_{max} = 12m$;
- Tipologico VI01E - pila ellissoidale DB con impalcati 40/50 m con $H_{max} = 20 m$, rappresentativo anche del tipologico H del Lotto 1B, di altezza minore.

Per le altre pile tipologiche, si rimanda il calcolo di dettaglio alla successiva fase progettuale.

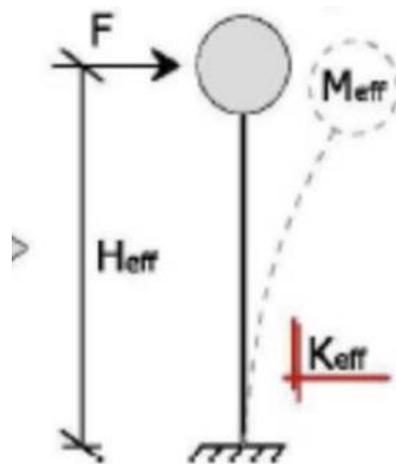
5.2 Modellazione strutturale

Conformemente con quanto prescritto nel par.7.9.4.1 del NTC 2018, risulta applicabile, nel caso in esame di ponte a travate semplicemente appoggiate, per entrambe le direzioni di verifica della pila (longitudinale e trasversale rispetto all'asse del viadotto), un'analisi statica lineare, sviluppata riconducendo la pila allo schema di oscillatore semplice con incastro alla base, a quota estradosso plinto di fondazione.

L'analisi prevede l'applicazione sulla pila di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica. L'entità di queste forze si ottiene desumendo l'accelerazione corrispondente al periodo della pila nella direzione considerata dallo spettro elastico/di progetto. Il periodo fondamentale T_1 , in corrispondenza del quale valutare la risposta spettrale in accelerazione $S_d(T_1)$ è dato in entrambi i casi dall'espressione:

$$T_1 = 2 \pi \sqrt{M/K}$$

in cui la massa M , da considerare concentrata in testa alla pila, in corrispondenza dell'impalcato, vale la massa di impalcato afferente alla pila, più la massa del terzo superiore della pila, più la massa del pulvino (massa efficace) e K consiste nella rigidezza laterale della pila nella direzione considerata.



Modello della pila ad oscillatore semplice

A vantaggio di sicurezza, in tale fase progettuale, è stata adottata un' accelerazione corrispondente al plateau degli spettri, sia per la direzione longitudinale che trasversale.

Per l'analisi sismica in direzione longitudinale, l'altezza della massa M è pari alla distanza del piano degli apparecchi di appoggio dall'estradosso della fondazione.

Per l'analisi sismica in direzione trasversale, l'altezza di tale massa è invece data dalla seguente espressione:

$$H \cong \frac{(m_{puly} + 0.3m_{pila})H_p + m_{imp} H_{imp}}{m}$$

in cui H_p è l'altezza da estradosso fondazione fino al baricentro del pulvino e H_{imp} è l'altezza fino al baricentro dell'impalcato che, considerando anche la massa del treno, può porsi cautelativamente alla quota del piano ferro.

Per tener conto dell'influenza della fessurazione sulla rigidezza, in accordo con il par.7.2.6 del NTC 2018, si è considerato un abbattimento del modulo elastico pari al 50%, rispetto al valore iniziale E_{cm} con conseguente abbattimento delle rigidezze flessionali della pila nelle due direzioni e corrispondente aumento dei periodi di vibrazione. Questa condizione rappresenta lo scenario più gravoso per la struttura in esame: in condizioni iniziali non fessurate, le pile sono caratterizzate da rigidezze molto alte, dunque periodi di vibrazione molto bassi (spesso $T_1 < T_B$ o al più $T_B < T_1 \ll T_C$) ai quali corrispondono ordinate spettrali prossime o uguali a quelle di massima amplificazione (plateau dello spettro di risposta). In definitiva, in questo ramo dello spettro, un aumento del periodo di vibrazione, legato ad un abbattimento della rigidezza, comporta un aumento dell'accelerazione sismica considerata.

Inoltre la valutazione degli effetti dell'azione sismica viene effettuata considerando uno spettro di progetto, ottenuto riducendo lo spettro elastico mediante un fattore di struttura pari ad 1.5, in modo da tener conto in maniera semplificata della capacità dissipativa anelastica della struttura.

Si ribadisce inoltre che per la valutazione delle masse sismiche del viadotto, oltre alla massa efficace dell'impalcato e della pila, è stata considerata anche un'aliquota pari al 20% del carico dovuto al transito dei mezzi.

Oltre alle sollecitazioni destinate in condizioni sismiche, desunte seguendo i criteri sopra elencati, le sollecitazioni di verifica della pila indotte in condizioni statiche, sono state determinate a partire dai valori delle azioni trasmesse dagli impalcati afferenti, alla quota degli apparecchi di appoggio. Queste sono state trasportate in corrispondenza della testa della pila per le singole condizioni di carico e quindi alla base della pila, facendo riferimento a uno schema a mensola.

5.3 Combinazioni di carico

Le combinazioni delle azioni sono state definite in accordo con quanto riportato al par. 2.5.3 del NTC 2018:

Relazione di predimensionamento strutturale delle pile

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	01 R 09	CL	VI0000 001	A	18 di 66

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} e quelli dei coefficienti di combinazione Ψ_{ij} sono stati desunti dal par. 5.2.3.3.1 del NTC 2018, relativo al capitolo sui 'Ponti ferroviari'. Di seguito si riportano le Tabelle di riferimento.

Per quanto riguarda il coefficiente di combinazione Ψ_{2j} relativo ai carichi dovuti al transito dei treni, come anticipato in precedenza, questo si assume pari a 0,2 nelle combinazioni sismiche, conformemente a quanto prescritto nel par. 3.2.4 del NTC 2018.

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁽⁵⁾	0,20 ⁽⁵⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁶⁾	1,00 ⁽⁷⁾	1,00	1,00	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.

⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.

⁽⁵⁾ Aliquota di carico da traffico da considerare.

⁽⁶⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁷⁾ 1,20 per effetti locali

Tab. 5-3 – Valori dei coefficienti parziali di sicurezza – Tabella 5.2.V del NTC 2018

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	$\mathcal{E}1$	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	$\mathcal{E}2$	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	$\mathcal{E}3$	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	$\mathcal{E}4$	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

⁽¹⁾ 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

⁽²⁾ Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Tab. 5-4 – Valori dei coefficienti di combinazione – Tabella 5.2.VI del NTC 2018

Azioni		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Azioni singole da traffico	Treno di carico LM 71	0,80 ⁽³⁾	⁽¹⁾	0,0
	Treno di carico SW /0	0,80 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno di carico SW/2	0,0 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno scarico	1,00 ⁽³⁾	-	-
	Centrifuga	⁽²⁾ (3)	⁽²⁾	⁽²⁾
	Azione laterale (serpeggio)	1,00 ⁽³⁾	0,80	0,0

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Si usano gli stessi coefficienti Ψ adottati per i carichi che provocano dette azioni.

(3) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti Ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Tab. 5-5 – Ulteriori valori dei coefficienti di combinazione – Tabella 5.2.VII del NTC 2018

Conformemente con quanto prescritto al par.5.2.3.1.3 del NTC 2018, gli effetti dei carichi verticali dovuti alla presenza dei convogli vanno sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti indicati nella Tabella 5.2.IV del NTC 2018, riportata di seguito.

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,00	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,00	0,00	1,0 (0,0)	1,0(0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,00	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6; 0,4)	-	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	fessurazione

Azione dominante
 (1) Includendo tutti i fattori ad essi relativi (Φ, α , ecc..)
 (2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1, 2, 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali.

Tab. 5-6 – Valutazione dei carichi da traffico – Tabella 5.2.IV del NTC 2018

Nel progetto di predimensionamento, in tale fase progettuale, si considerano come combinazioni di riferimento solo quelle SLV, essendo l'azione sismica dimensionante per il fusto della pila, sia per le sollecitazioni di taglio che di flessione.

Nell'ambito dell'approfondimento dei calcoli previsto per la successiva fase progettuale, si considereranno anche tutte le combinazioni SLU e SLE previste dalla normativa.

Si riporta nei seguito tabella dei coefficienti utilizzati, sulla base delle prescrizioni di norma sopra riportate:

COMBINAZIONE	Peso proprio pila	Peso proprio impalcato	Permanenti portati impalcato	Traffico (caso 1)	Traffico (caso 2)	Traffico (caso 3)	Traffico (caso 4)	Avviamento/Frenatura (caso 1)	Avviamento/Frenatura (caso 2)	Avviamento/Frenatura (caso 3)	Avviamento/Frenatura (caso 4)	Serpeggio (caso 1)	Serpeggio (caso 2)	Serpeggio (caso 3)	Serpeggio (caso 4)	Centrifuga (caso 1)	Centrifuga (caso 2)	Centrifuga (caso 3)	Centrifuga (caso 4)	Vento +Y	Ex (q=1.5)	Ey (q=1.5)
--------------	-------------------	------------------------	------------------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------------------	-------------------------------	-------------------------------	-------------------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	---------------------	---------------------	---------------------	---------------------	----------	------------	------------

SLV1	1.00	1.00	1.00	0.20	0	0	0	0.100	0	0	0	0.20	0	0	0	0.20	0	0	0	0.00	1.00	0.30
SLV2	1.00	1.00	1.00	0.20	0	0	0	0.20	0	0	0	0.100	0	0	0	0.100	0	0	0	0.00	1.00	0.30
SLV3	1.00	1.00	1.00	0	0.20	0	0	0	0.100	0	0	0	0.20	0	0	0	0.20	0	0	0.00	1.00	0.30
SLV4	1.00	1.00	1.00	0	0.20	0	0	0	0.20	0	0	0	0.100	0	0	0	0.100	0	0	0.00	1.00	0.30
SLV5	1.00	1.00	1.00	0	0	0.20	0	0	0	0.100	0	0	0	0.20	0	0	0	0.20	0	0.00	1.00	0.30
SLV6	1.00	1.00	1.00	0	0	0.20	0	0	0	0.20	0	0	0	0.100	0	0	0	0.100	0	0.00	1.00	0.30
SLV7	1.00	1.00	1.00	0	0	0	0.20	0	0	0	0.100	0	0	0	0.20	0	0	0	0.20	0.00	1.00	0.30
SLV8	1.00	1.00	1.00	0	0	0	0.20	0	0	0	0.20	0	0	0	0.100	0	0	0	0.100	0.00	1.00	0.30
SLV9	1.00	1.00	1.00	0.20	0	0	0	0.100	0	0	0	0.20	0	0	0	0.20	0	0	0	0.00	0.30	1.00
SLV10	1.00	1.00	1.00	0.20	0	0	0	0.20	0	0	0	0.100	0	0	0	0.100	0	0	0	0.00	0.30	1.00
SLV11	1.00	1.00	1.00	0	0.20	0	0	0	0.100	0	0	0	0.20	0	0	0	0.20	0	0	0.00	0.30	1.00
SLV12	1.00	1.00	1.00	0	0.20	0	0	0	0.20	0	0	0	0.100	0	0	0	0.100	0	0	0.00	0.30	1.00
SLV13	1.00	1.00	1.00	0	0	0.20	0	0	0	0.100	0	0	0	0.20	0	0	0	0.20	0	0.00	0.30	1.00
SLV14	1.00	1.00	1.00	0	0	0.20	0	0	0	0.20	0	0	0	0.100	0	0	0	0.100	0	0.00	0.30	1.00
SLV15	1.00	1.00	1.00	0	0	0	0.20	0	0	0	0.100	0	0	0	0.20	0	0	0	0.20	0.00	0.30	1.00
SLV16	1.00	1.00	1.00	0	0	0	0.20	0	0	0	0.20	0	0	0	0.100	0	0	0	0.100	0.00	0.30	1.00

Tab. 5-7 – Combinazioni di carico SLV dimensionanti

Relativamente ai carichi da traffico, si precisa che nella tabella precedente, si intende quanto segue:

- Traffico (caso 1): disposizione che massimizza N ;
- Traffico (caso 2): disposizione che massimizza Mlong;
- Traffico (caso 3): disposizione che massimizza Mtrasv (1 binario caricato con SW2);
- Traffico (caso 4): disposizione che massimizza Mtrasv (1 binario caricato con LM71)

6 ANALISI DEI CARICHI

6.1 Permanenti strutturali e non (G1 e G2)

Si riportano di seguito i carichi G1 e G2 relativi agli impalcati associati alle pile tipologiche oggetto di predimensionamento.

PILA TIPOLOGICA A:

G1 (impalcato acc-cls SB L=40 m) = 133 kN/m

G2 (impalcato acc-cls SB L=40 m) = 125 kN/m

G1 (impalcato acc-cls SB L=50 m) = 135 kN/m

G2 (impalcato acc-cls SB L=50 m) = 125 kN/m

PILA TIPOLOGICA B:

G1 (impalcato acc-cls SB L=50 m) = 135 kN/m

G2 (impalcato acc-cls SB L=50 m) = 135 kN/m

G1 (impalcato acc-cls su cavalletto SB L=90 m) = 125 kN/m

G2 (impalcato acc-cls su cavalletto SB L=90 m) = 125 kN/m

PILA TIPOLOGICA VI01E e H:

G1 (impalcato acc-cls DB L=40 m) = 215 kN/m

G2 (impalcato acc-cls DB L=40 m) = 200 kN/m

G1 (impalcato acc-cls DB L=50 m) = 222 kN/m

G2 (impalcato acc-cls DB L=50 m) = 200 kN/m

PILA TIPOLOGICA VI01D:

G1 (impalcato acc-cls DB L=40 m) = 215 kN/m

G2 (impalcato acc-cls DB L=40 m) = 200 kN/m

G1 (impalcato ad arco DB L=120 m) = 240 kN/m

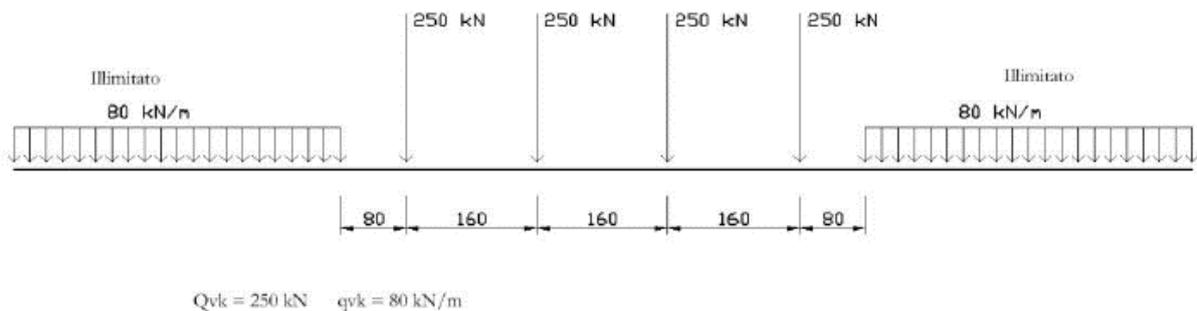
G2 (impalcato ad arco DB L=120 m) = 230 kN/m

6.2 Carichi da traffico verticali (Q1)

L'opera è stata progettata considerando le sollecitazioni dovute al carico da traffico ferroviario, considerando i modelli LM71 e/o SW/2. Si riportano di seguito le caratteristiche dei modelli di traffico presi in esame.

➤ Modello di carico LM71

Sia il MdP RFI che le NTC 2018 (par. 5.2.2.2.1.1), definiscono questo modello di carico tramite carichi concentrati e carichi distribuiti, riferiti all'asse dei binari.



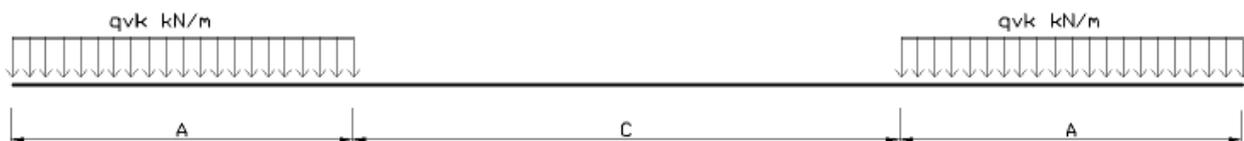
Carichi concentrati: quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1,60 m;

Carico distribuito: 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0,8 m dagli assi d'estremità e per una lunghezza illimitata.

Per questo modello di carico è prevista un'eccentricità del carico rispetto all'asse del binario.

➤ Modello di carico SW/2

Sia il MdP RFI che le NTC 2018 (par. 5.2.2.2.1.2), definiscono questo modello di carico tramite solo carichi distribuiti.



SW/2

Carico distribuito	Qvk	150	KN/m
Lunghezza	A	25	m
Lunghezza	C	7	m

In questo modello di carico non è prevista alcuna eccentricità del carico ferroviario. Le azioni di entrambi i modelli dovranno essere moltiplicate per un coefficiente di adattamento definito dalla seguente tabella (tab. 2.5.1.4.1.1 – MdP RFI).

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE “ α ”
LM/71	1.10
SW/2	1.00

6.3 Effetti dinamici

Essendo la snellezza della pila in esame minore di 30, si assume un coefficiente dinamico unitario, in accordo con il punto 2.5.1.4.2.5.2 del MdP RFI.

6.4 Disposizione treni di carico

La disposizione dei treni di carico è stata individuata per ottenere le seguenti massime sollecitazioni:

- Sforzo Assiale: entrambi i binari sono caricati con i modelli LM71 e SW2, localizzati sostanzialmente al di sopra della pila in esame;
- Momento Longitudinale: entrambi i binari sono caricati con i modelli LM71 e SW2, localizzati solo sulla campata di luce maggiore, più o meno centrati a seconda dei rapporti di lunghezza del treno di carico e della campata;
- Momento Trasversale: è fornito dallo stesso schema di posizionamento del massimo sforzo assiale, considerando però un solo binario caricato alternativamente con il modello LM71 o SW2.

6.5 Carichi da traffico orizzontali

6.5.1 Frenatura ed avviamento (Q_2)

Le forze di frenatura e di avviamento agiscono sulla sommità del binario, nella direzione longitudinale dello stesso. Dette forze sono da considerarsi uniformemente distribuite su una lunghezza di binario L determinata per ottenere l'effetto più gravoso sull'elemento strutturale considerato. I valori da considerare sono i seguenti:

- | | | | |
|---|-------------|---|-----------------------------------|
| ✓ | avviamento: | $Q_{1a,k} = 33 \text{ kN/m} \cdot L \leq 1000 \text{ kN}$ | per i modelli di carico LM71,SW/2 |
| ✓ | frenatura: | $Q_{1b,k} = 20 \text{ kN/m} \cdot L \leq 6000 \text{ kN}$ | per i modelli di carico LM71 |
| | | $Q_{1b,k} = 35 \text{ kN/m}$ | per i modelli di carico SW/2 |

I valori caratteristici dell'azione di frenatura e di avviamento devono essere moltiplicati per α e non devono essere moltiplicati per Φ . Nel caso di ponti a doppio binario si devono considerare due treni in transito in versi opposti, uno in fase di avviamento e l'altro in fase di frenatura.

6.5.2 Forza centrifuga (Q3)

L'azione centrifuga è schematizzata come una forza agente in direzione orizzontale perpendicolarmente al binario e verso l'esterno della curva, applicata ad 1,80 m al di sopra del p.f.. Il valore caratteristico della forza centrifuga si determina in accordo con la seguente espressione:

$$Q_{tk} = V^2 \cdot f \cdot (\alpha \cdot Q_{vk}) / (127 \cdot R)$$

- dove
- V velocità di progetto espressa in km/h
 - Q_{vk} valore caratteristico dei carichi verticali
 - R raggio di curvatura in m
 - f fattore di riduzione (rif. §2.5.1.4.3.1 [3])

I valori di V, α e f sulla base dei quali determinare la forza centrifuga per i modelli di carico LM71 e SW2 sono indicati dalla tabella 2.5.1.4.3.1-1 del MdP RFI.

Valore di α	Massima velocità della linea [Km/h]	Azione centrifuga basata su:				traffico verticale associato
		V	α	f		
SW/2	≥ 100	100	1	1	1 x 1 x SW/2	Φ x 1 x SW/2
	< 100	V	1	1	1 x 1 x SW/2	
LM71 e SW/0	> 120	V	1	f	$1 \times f \times$ (LM71"+SW/0)	Φ x 1 x 1 x (LM71"+SW/0)
		120	α	1	$\alpha \times 1 \times$ (LM71"+SW/0)	
	≤ 120	V	α	1	$\alpha \times 1 \times$ (LM71"+SW/0)	Φ x α x 1 x (LM71"+SW/0)

Tab. 2.5.1.4.3.1-1 - Parametri per determinazione della forza centrifuga

6.5.3 Serpeggio (Q4)

La forza laterale indotta dal serpeggio si schematizza come una forza concentrata agente orizzontalmente perpendicolarmente all'asse del binario. Il valore caratteristico di tale forza è assunto pari a 100 kN. Tale valore deve essere moltiplicato per α ma non per il coefficiente di amplificazione dinamica. Essa si applicherà sia in rettilineo che in curva.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA PROGETTO DI FATTIBILTA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione di predimensionamento strutturale delle pile	COMMESSA RC2A	LOTTO 01 R 09	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0000 001	REV. A

6.6 Azione del vento sulla pila (Q5)

Si riporta di seguito il calcolo dell'azione del vento sul fusto della pila in direzione trasversale e longitudinale rispetto all'asse del viadotto. La sezione della pila è assimilata, per questo calcolo, a un rettangolo di dimensioni BL x BT.

L'azione del vento è stata calcolata considerando un valore di pressione di 2.5 kN/m² agente sugli elementi. Si precisa che tale assunzione risulta essere conservativa. Risulta pertanto sui due lati del fusto della pila:

$$q_{T, \text{vento}} = 2,5 \text{ kN/m}^2 \times BL \text{ - Carico unitario in direzione trasversale all'asse del viadotto}$$

$$q_{L, \text{vento}} = 2,5 \text{ kN/m}^2 \times BT \text{ - Carico unitario in direzione parallela all'asse del viadotto}$$

6.7 Azioni sismiche (Q7)

L'azione sismica di progetto è rappresentata da spettri di risposta definiti in base alla pericolosità sismica di base del sito ove sorge l'opera in oggetto, la vita di riferimento e le caratteristiche del sottosuolo.

Per quanto riguarda la scelta della vita nominale e della classe d'uso si faccia riferimento a quanto già indicato nel § 4.1 e 4.2.

In merito alle caratteristiche del sottosuolo (categoria stratigrafica e topografica) si faccia riferimento a quanto riportato all'interno delle relazioni di predimensionamento delle fondazioni.

Come già indicato nel § 5.2, in tale fase progettuale, a vantaggio di sicurezza, per ciascuna pila tipologica oggetto di calcolo, è stata adottata l'accelerazione al plateau, con un fattore di struttura $q=1.5$.

Si riporta di seguito una tabella riassuntiva dei valori di accelerazione adottati per i vari tipologici oggetto di predimensionamento.

TIPOLOGICO PILA	Forma	Binario	Acc. Plateau [g] q=1.5
B	Trapezoidale	SB	0.698
C	Trapezoidale	SB	0.698
H	Ellissoidale	DB	0.516
VI01D	Rettangolare	DB	0.516
VI01E	Ellissoidale	DB	0.516

Tab. 6-1 – Accelerazioni di plateau con $q=1.5$ per i tipologici di pila oggetto di calcolo

	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione di predimensionamento strutturale delle pile	COMMESSA RC2A	LOTTO 01 R 09	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0000 001	REV. A

6.7.1 *Combinazione delle componenti dell'azione sismica e valutazione delle masse*

Il sisma viene convenzionalmente considerato come agente separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate (direzione longitudinale rispetto all'asse del viadotto e trasversale); per tenere conto che nella realtà il moto del terreno durante l'evento sismico ha direzione casuale e in accordo con le prescrizioni normative, per ottenere l'effetto complessivo del sisma, a partire dagli effetti delle direzioni calcolati separatamente, si è provveduto a sommare i massimi ottenuti in una direzione con il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione.

Per quanto riguarda la valutazione delle masse sismiche, nel caso di ponti, in accordo con il par. 3.2.4 della NTC 2018, oltre alla massa efficace dell'impalcato e della pila, è stata considerata un'aliquota pari al 20% del carico dovuto al transito dei treni: questo è stato ottenuto tenendo conto dello scenario più gravoso tra quello che vede la presenza sui due binari di due treni di carico LM71 e quello caratterizzato da un treno LM71 e da un treno tipo SW/2.

In direzione longitudinale rispetto all'asse del viadotto, la lunghezza di impalcato di competenza della pila, per il calcolo delle masse sismiche, è quella relativa all'impalcato "lato fisso"; in direzione trasversale, è pari alla somma della metà della luce dell'impalcato "lato fisso" e della metà di quella dell'impalcato "lato mobile".

La valutazione delle masse sismiche è esplicitata nell'analisi dei risultati, per ciascuna delle due direzioni di verifica.

6.8 **Variazioni termiche (Q8)**

Per l'analisi termica delle pile cave, eseguita in accordo con quanto previsto nel par. 5.2.2.5.2 del NTC 2018, si rimanda alla successiva fase di progetto.

7 PILA TIPOLOGICA B

La pila in esame, su cui poggiano due impalcati a sezione mista acciaio-calcestruzzo a singolo binario di lunghezza 40.0 m e 50.0 m, presenta un fusto a sezione cava in c.a., stonato alle estremità, di tipo trapezoidale, con una sezione in testa di dimensioni esterne pari a 4.50 m x 8.60 m ed una sezione allo spiccato di dimensioni esterne variabili a seconda dell'altezza della pila.

Sulla pila grava un pulvino di spessore pari a 2.00 m e con dimensioni pari a quelle della sezione di testa del fusto pila.

L'altezza massima per la quale è stato eseguito il calcolo di tale tipologico è di 30m.

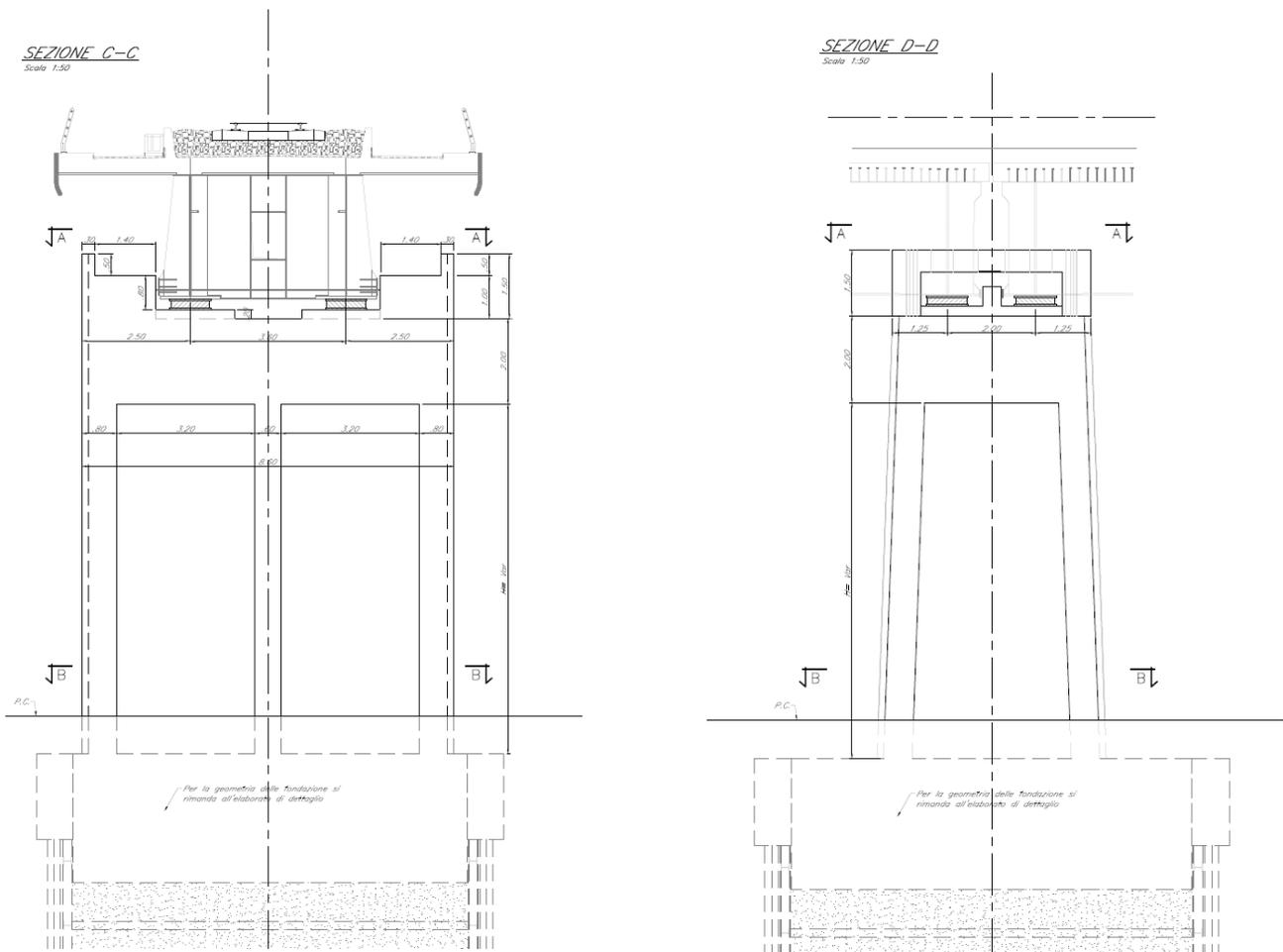


Fig. 7-1: Sezione trasversale (a sinistra) e longitudinale (a destra) della pila

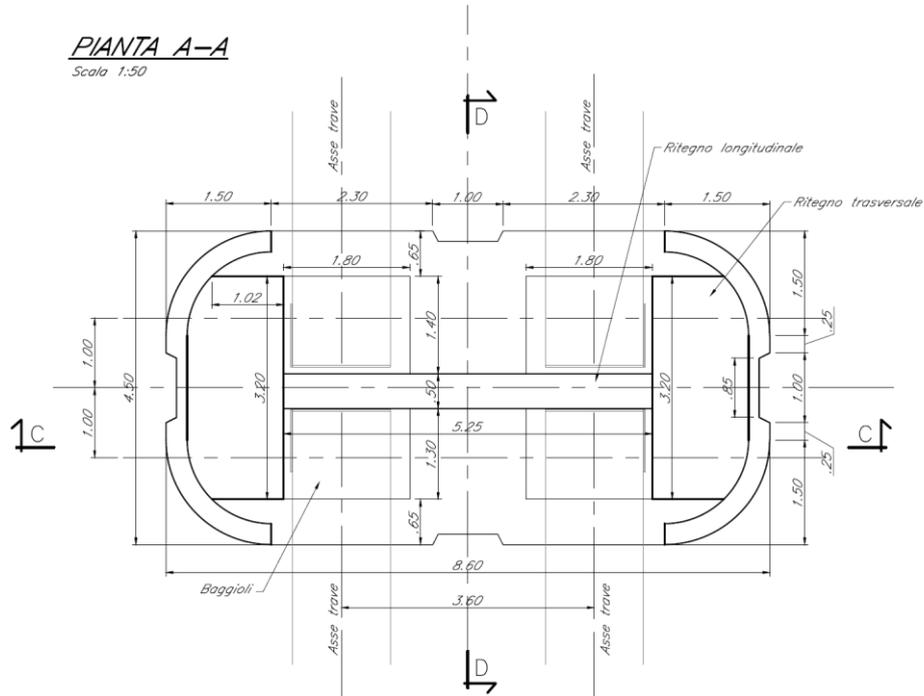


Fig. 7-2: Sezione di testa

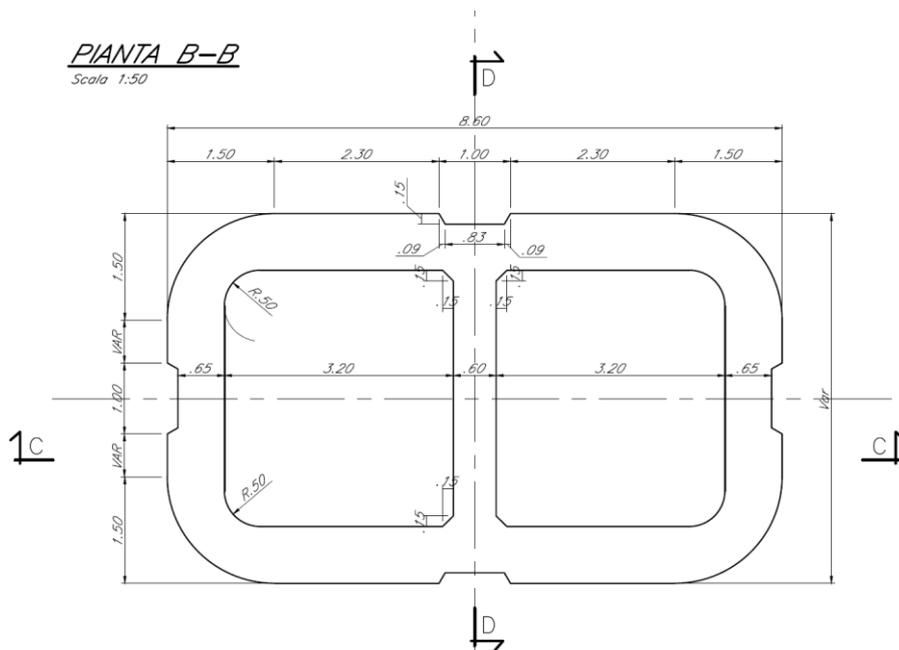


Fig. 7-3: Sezione allo spiccatto

7.1 Sollecitazioni di verifica

Nelle tabelle seguenti si riportano le sollecitazioni massime in condizioni sismiche ricavate, come anticipato in precedenza, dallo schema di oscillatore semplice, ed utilizzate per le verifiche della sezione di spiccato della pila.

Si precisa che vengono riportate, per brevità, le sole sollecitazioni massime in dir. longitudinale (SISMA X) e trasversale (SISMA Y), ricavate dalle combinazioni riportate nel §5.3.

Per le verifiche a presso-flessione si considera lo spettro di risposta di progetto con $q=1,5$.

Per le verifiche a taglio, si considera invece lo spettro elastico con $q=1$.

Le grandezze che figurano nelle tabelle hanno il seguente significato:

- Fz: Sforzo normale (negativo, se di compressione);
- Fx: Taglio in direzione parallela all'asse del viadotto (taglio longitudinale);
- Fy: Taglio in direzione trasversale rispetto all'asse del viadotto (taglio trasversale);
- Mx: Momento flettente che produce flessione nel piano ortogonale all'asse del viadotto (Momento trasversale).
- My: Momento flettente che produce flessione nel piano parallelo all'asse del viadotto (Momento longitudinale).

Carichi spiccato pila - Pila 40_50_SB (q=1.5)					
	F _x	F _y	F _z	M _x	M _y
	kN	kN	kN	kNm	kNm
SISMA X	15399	4232	-30101	-140547	474921
SISMA Y	4639	14122	-30366	-468933	143977

Tab. 27 – Sollecitazioni SLV (q=1.5) a spiccato pila

Carichi spiccato pila - Pila 40_50_SB (q=1)					
	F _x	F _y	F _z	M _x	M _y
	kN	kN	kN	kNm	kNm
SISMA X	22948	6341	-30101	-210509	706677
SISMA Y	6904	21151	-30366	-702139	213504

Tab. 27 – Sollecitazioni SLV (q=1) a spiccato pila

7.2 Verifiche strutturali

Di seguito si riportano le verifiche della sezione di spiccato della pila.

7.2.1 Presso-flessione

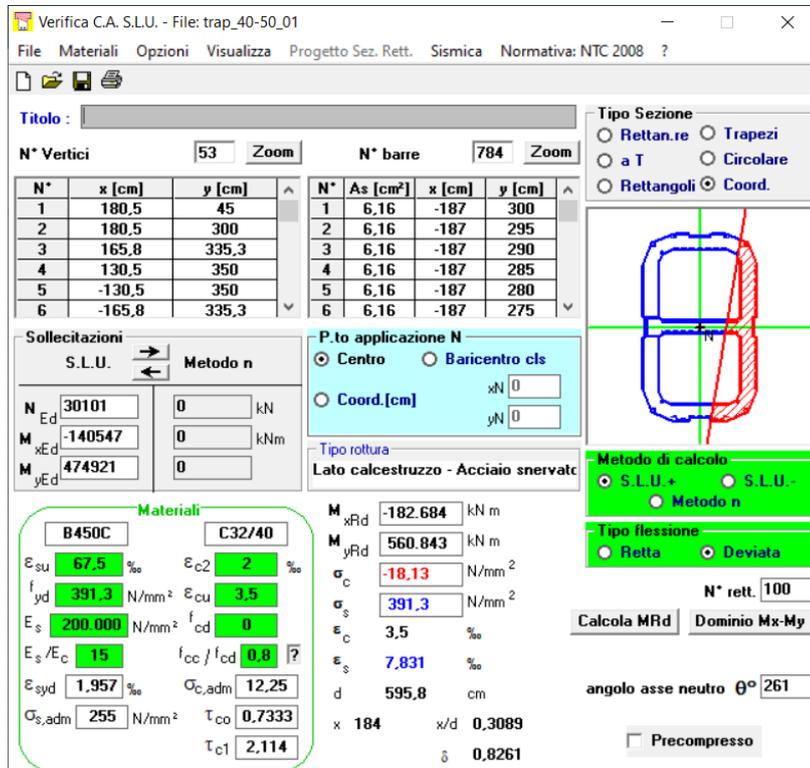
L'armatura considerata è pari a 1036 ϕ 28.

Nel seguito si riportano le verifiche a presso-flessione eseguite con il programma Gelfi VcaSlu considerando le combinazioni sismiche, che sono dimensionanti.

Nello specifico si sono analizzati i due casi in cui i momenti longitudinali e trasversali risultano massimizzati.

Nota bene: il sistema di riferimento nel software di verifica è ruotato di 90° rispetto alle convenzioni delle tabelle delle sollecitazioni sopra riportate. Per cui i momenti M_x saranno imputati come M_y e vice-versa.

MOMENTO LONGITUDINALE MASSIMO (M_y, \max)



Verifica C.A. S.L.U. - File: trap_40-50_01

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° Vertici: 53 Zoom N° barre: 784 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	180,5	45	1	6,16	-187	300
2	180,5	300	2	6,16	-187	295
3	165,8	335,3	3	6,16	-187	290
4	130,5	350	4	6,16	-187	285
5	-130,5	350	5	6,16	-187	280
6	-165,8	335,3	6	6,16	-187	275

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 30101 kN
 M_{xEd}: -140547 kNm
 M_{yEd}: 474921 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord. [cm]: xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo: S.L.U. + S.L.U. - Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° : 261

Precompresso

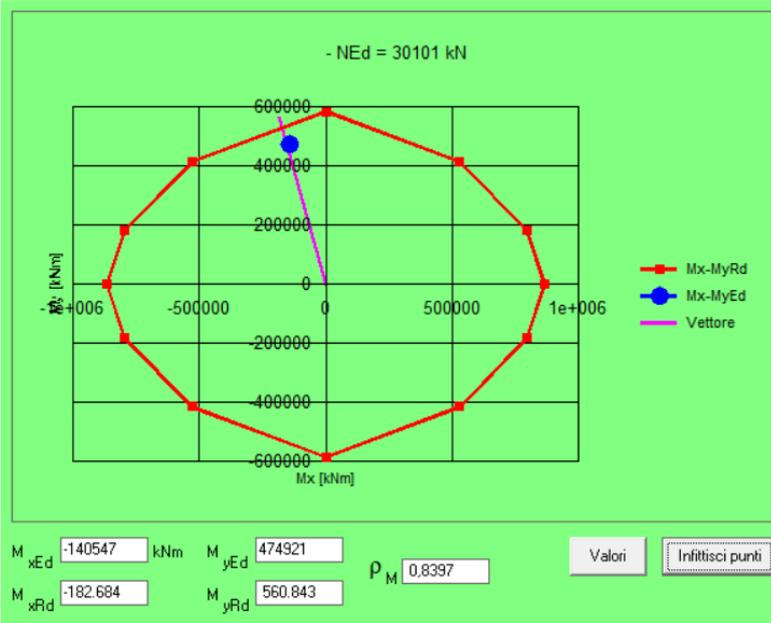
Materiali: B450C C32/40

ϵ_{su} : 67,5‰ ϵ_{c2} : 2‰
 f_{yd} : 391,3 N/mm² ϵ_{cu} : 3,5‰
 E_s : 200.000 N/mm² f_{cd} : 0
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0,8
 ϵ_{syd} : 1,957‰ $\sigma_{c,adm}$: 12,25
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0,7333
 τ_{c1} : 2,114

M_{xRd}: -182.684 kNm
 M_{yRd}: 560.843 kNm
 σ_c : -18,13 N/mm²
 σ_s : 391,3 N/mm²
 ϵ_c : 3,5‰
 ϵ_s : 7,831‰
 d: 595,8 cm
 x: 184 x/d: 0,3089
 δ : 0,8261

☒ Dominio Mx-My

File



MOMENTO TRASVERSALE MASSIMO (M_{x,max})

Verifica C.A. S.L.U. - File: trap_40-50_SLV15

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° Vertici: 53 Zoom N° barre: 784 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	180,5	45	1	6,16	-187	300
2	180,5	300	2	6,16	-187	295
3	165,8	335,3	3	6,16	-187	290
4	130,5	350	4	6,16	-187	285
5	-130,5	350	5	6,16	-187	280
6	-165,8	335,3	6	6,16	-187	275

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} = 30366 kN
 M_{xEd} = -468933 kNm
 M_{yEd} = 143977 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C32/40
 ε_{su} = 67,5 ‰ ε_{c2} = 2 ‰
 f_{yd} = 391,3 N/mm² ε_{cu} = 3,5 ‰
 E_s = 200.000 N/mm² f_{cd} = 18,13 N/mm²
 E_s/E_c = 15 f_{cc}/f_{cd} = 0,8
 ε_{syd} = 1,957 ‰ σ_{c,adm} = 12,25 N/mm²
 σ_{s,adm} = 255 N/mm² τ_{co} = 0,7333
 τ_{c1} = 2,114

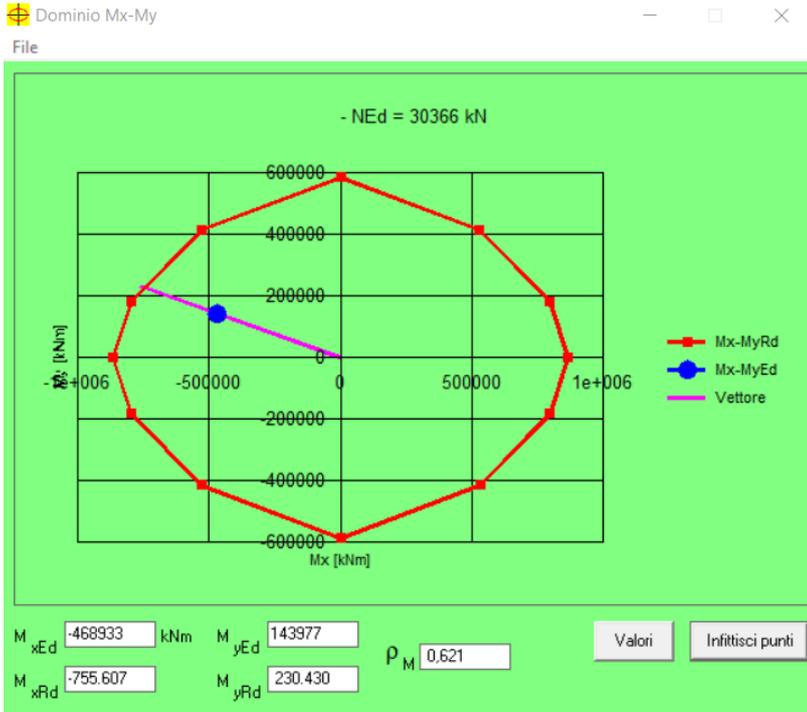
Momento trasversale massimo
 M_{xRd} = -755.607 kNm
 M_{yRd} = 230.430 kNm
 σ_c = -18,13 N/mm²
 σ_s = 391,3 N/mm²
 ε_c = 3,5 ‰
 ε_s = 5,612 ‰
 d = 868,2 cm
 x = 333,5 x/d = 0,3841
 δ = 0,9201

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio Mx-My
 angolo asse neutro θ° 217
 Precompresso



Le verifiche a pressoflessione risultano soddisfatte.

7.2.2 Taglio

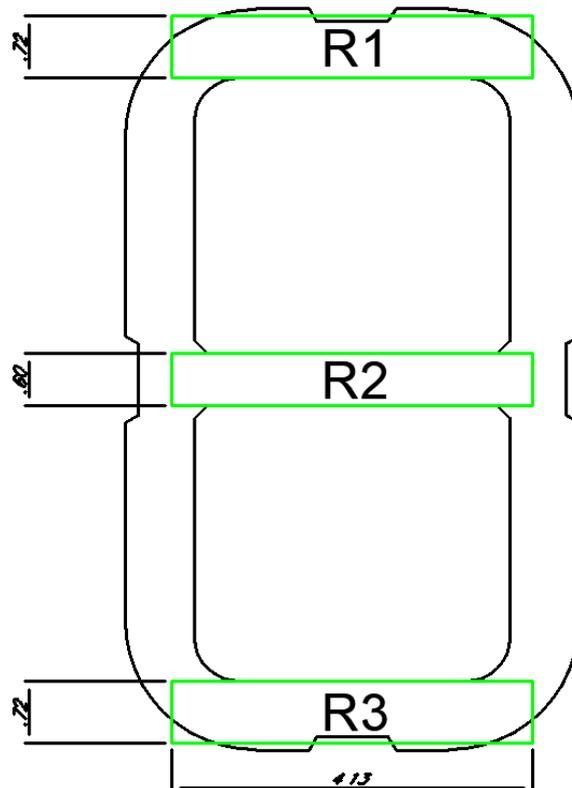
L'armatura considerata è la seguente

- Staffe 2Ø16/15cm

Nel seguito si riportano le verifiche a taglio eseguite considerando le combinazioni sismiche, che sono dimensionanti. Nello specifico si sono analizzati i due casi in cui i tagli longitudinali e trasversali risultano massimizzati.

SLV – Taglio longitudinale massimo F_x

Per la verifica a taglio (F_x) poiché la sezione è cava, sono state prese in considerazione come superfici di calcolo le aree indicate nella figura sottostante:



Relazione di predimensionamento strutturale delle pile

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	01 R 09	CL	VI0000 001	A	35 di 66

Materiali	
<i>CLS C32/40</i>	
f_{ck}	32 [Mpa]
f_{cd}	18 [Mpa]
ϵ_{cu}	0,0035
<i>Acciaio B450C</i>	
f_{yk}	450 [Mpa]
f_{yd}	391 [Mpa]
E_s	210000 [Mpa]
ϵ_{syd}	0,00186
Geometria R1=R3	
<i>Sezione</i> Rettangolare	
Coeff. Resistenza	0,9
b	72 [cm]
h	413 [cm]
d'	10,0 [cm]
d	403 [cm]
ϕ_{long}	28 [mm]
C D	CDB
Armatura trasversale	
$(A_{sw/s})_{min}$	0,108 [cm ² /cm]
S_{max}	16,8 [cm]
S	15 [cm]
$S < S_{max}$	VERO
n bracci	2
ϕ_{min}	10,16 [mm]
ϕ	16 [mm]
$\phi_{min} < \phi$	VERO
$(A_{sw/s})_d$	0,27 [cm ² /cm]
ctg(θ)	2,29 [-]
ctg(θ)	2,29 [-]
α	90 [°]
$V_{rsd} (R1=R3)$	8694 [kN]

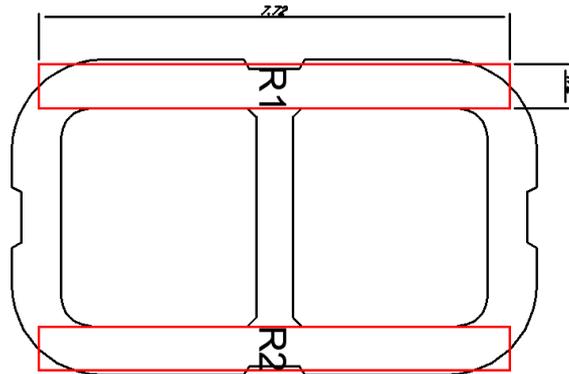
Materiali	
<i>CLS C32/40</i>	
f_{ck}	32 [Mpa]
f_{cd}	18 [Mpa]
ϵ_{cu}	0,0035
<i>Acciaio B450C</i>	
f_{yk}	450 [Mpa]
f_{yd}	391 [Mpa]
E_s	210000 [Mpa]
ϵ_{syd}	0,00186
Geometria R2	
<i>Sezione</i> Rettangolare	
Coeff. Resistenza	0,9
b	60 [cm]
h	413 [cm]
d'	10,0 [cm]
d	403 [cm]
ϕ_{long}	28 [mm]
C D	CDB
Armatura trasversale	
$(A_{sw/s})_{min}$	0,09 [cm ² /cm]
S_{max}	16,8 [cm]
S	15 [cm]
$S < S_{max}$	VERO
n bracci	2
ϕ_{min}	9,27 [mm]
ϕ	16 [mm]
$\phi_{min} < \phi$	VERO
$(A_{sw/s})_d$	0,27 [cm ² /cm]
ctg(θ)	2,05 [-]
ctg(θ)	2,05 [-]
α	90 [°]
$V_{rsd} (R2)$	7783 [kN]

$$R1+R2+R3 > F_x$$

$$8694+7783+8694=25171 \text{ kN} > 22948 \text{ kN}$$

SLV – Taglio trasversale massimo F_y

Per la verifica a taglio (F_y) poiché la sezione è cava, sono state prese in considerazione come superfici di calcolo le aree indicate nella figura sottostante:



Materiali	
CLS C32/40	
f_{ck}	32 [Mpa]
f_{cd}	18 [Mpa]
ϵ_{cu}	0,0035
Acciaio B450C	
f_{yk}	450 [Mpa]
f_{yd}	391 [Mpa]
E_s	210000 [Mpa]
E_{syd}	0,00186
Geometria R1=R2	
Sezione Rettangolare	
Coeff. Resistenza	0,9
b	72 [cm]
h	772 [cm]
d'	10,0 [cm]
d	762 [cm]
ϕ_{long}	28 [mm]
C D	CDB
Armatura trasversale	
$(A_{s,w}/s)_{min}$	0,108 [cm ² /cm]
S_{max}	16,8 [cm]
S	15 [cm]
$S < S_{max}$	VERO
n bracci	2
ϕ_{min}	10,16 [mm]
ϕ	16 [mm]
$\phi_{min} < \phi$	VERO
$(A_{s,w}/s)_d$	0,27 [cm ² /cm]
ctg(θ)	2,29 [-]
ctg(θ)	2,29 [-]
α	90 [°]
V_{rd} (R1=R2)	16438 [kN]

$$R1+R2 > F_x$$

$$16438 + 16438 = 32876 \text{ kN} > 21151 \text{ kN}$$

8 PILA TIPOLOGICA C

La pila in esame, su cui poggiano due impalcati a sezione mista acciaio-calcestruzzo a singolo binario di lunghezza 50.0 m e 90.0 m (su cavalletto), presenta un fusto a sezione cava in c.a., stonato alle estremità, di tipo trapezoidale, con una sezione in testa di dimensioni esterne pari a 4.50 m x 8.60 m ed una sezione allo spiccatto di dimensioni esterne variabili a seconda dell'altezza della pila.

Sulla pila grava un pulvino di spessore pari a 2.00 m e con dimensioni pari a quelle della sezione di testa del fusto pila.

L'altezza massima per la quale è stato eseguito il calcolo di tale tipologico è di 30m.

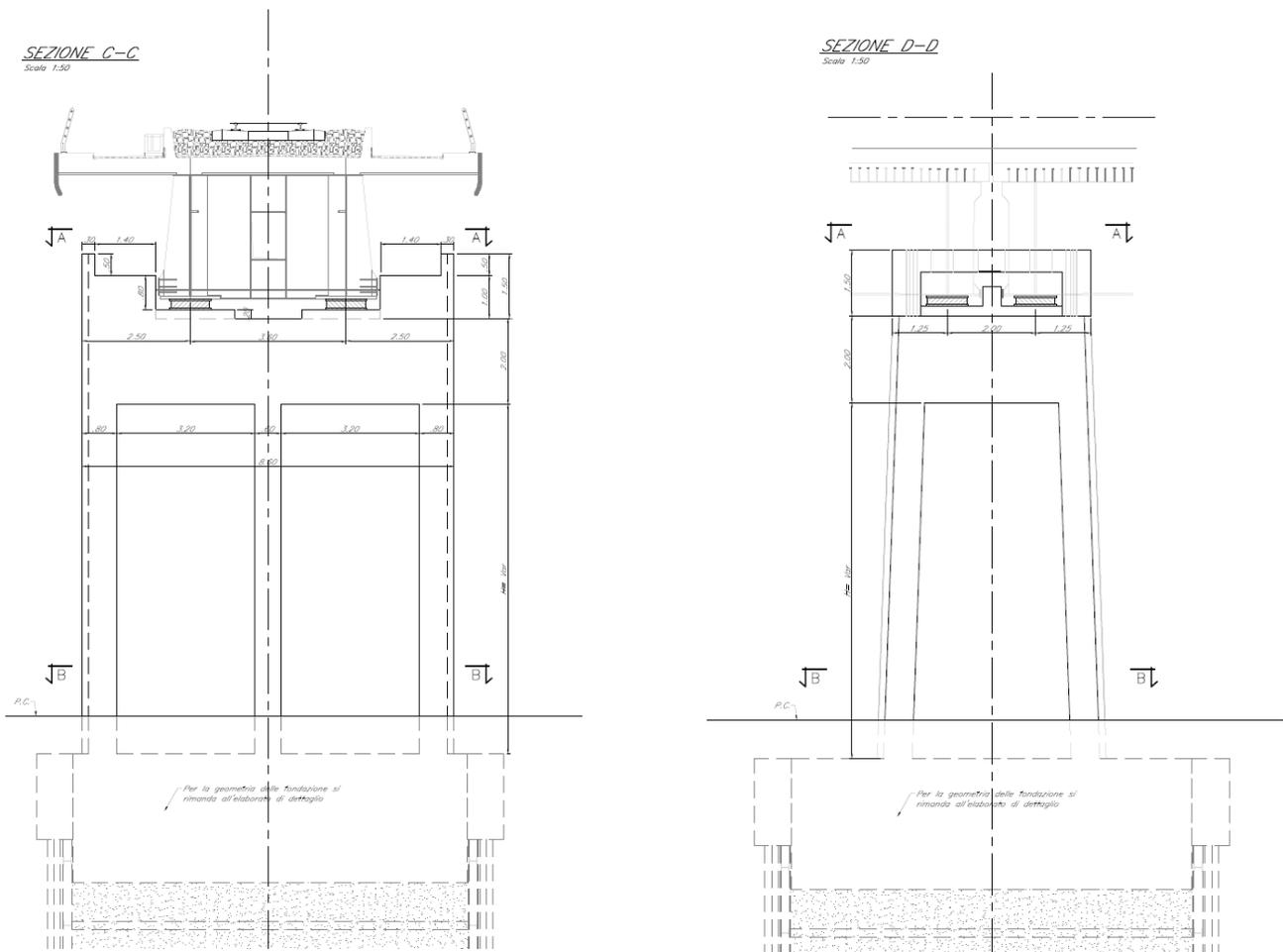


Fig. 8-1: Sezione trasversale (a sinistra) e longitudinale (a destra) della pila

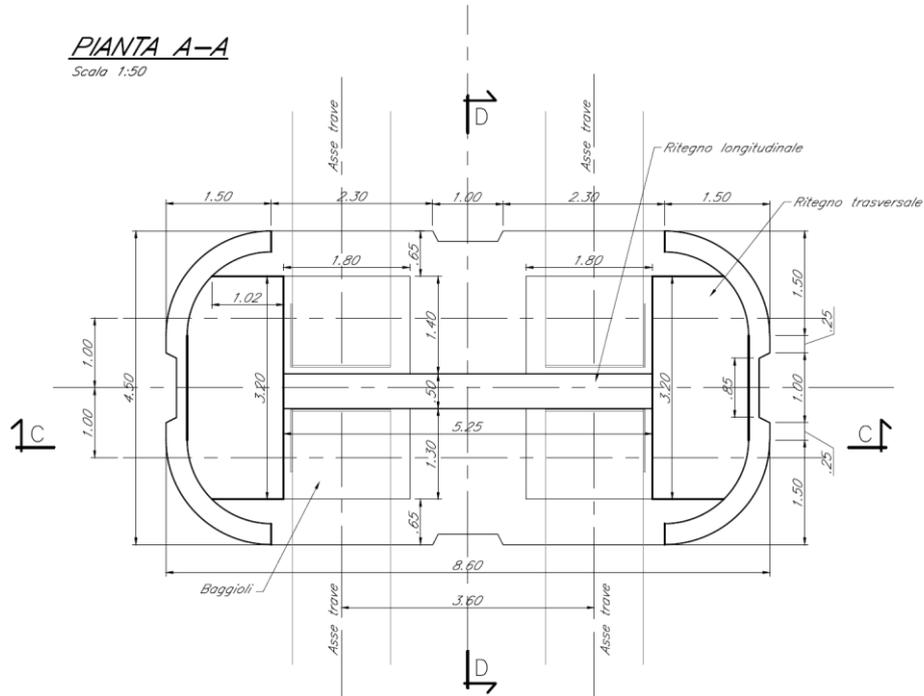


Fig. 8-2: Sezione di testa

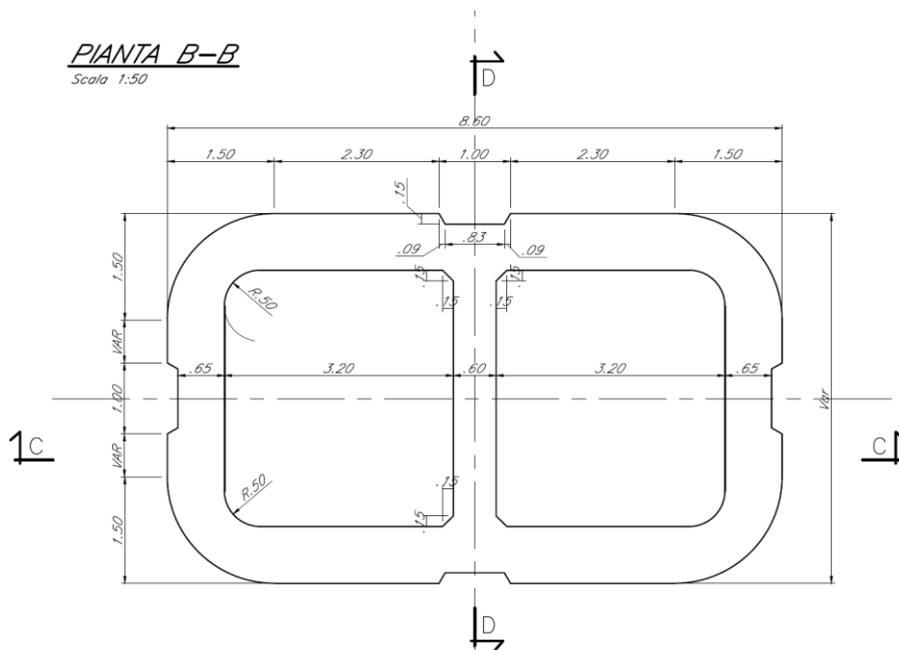


Fig. 8-3: Sezione allo spiccatto

8.1 Sollecitazioni di verifica

Nelle tabelle seguenti si riportano le sollecitazioni massime in condizioni sismiche ricavate, come anticipato in precedenza, dallo schema di oscillatore semplice, ed utilizzate per le verifiche della sezione di spiccato della pila.

Si precisa che vengono riportate, per brevità, le sole sollecitazioni massime in dir. longitudinale (SISMA X) e trasversale (SISMA Y), ricavate dalle combinazioni riportate nel §5.3.

Per le verifiche a presso-flessione si considera lo spettro di risposta di progetto con $q=1,5$.

Per le verifiche a taglio, si considera invece lo spettro elastico con $q=1$.

Le grandezze che figurano nelle tabelle hanno il seguente significato:

- Fz: Sforzo normale (negativo, se di compressione);
- Fx: Taglio in direzione parallela all'asse del viadotto (taglio longitudinale);
- Fy: Taglio in direzione trasversale rispetto all'asse del viadotto (taglio trasversale);
- Mx: Momento flettente che produce flessione nel piano ortogonale all'asse del viadotto (Momento trasversale).
- My: Momento flettente che produce flessione nel piano parallelo all'asse del viadotto (Momento longitudinale).

Carichi spiccato pila - Pila 50_90_SB (q=1.5)					
	Fx	Fy	Fz	Mx	My
	kN	kN	kN	kNm	kNm
SISMA X	15755	5838	-32519	-222987	560112
SISMA Y	4726	19458	-32519	-743291	166407

Tab. 27 – Sollecitazioni SLV (q=1.5) a spiccato pila

Carichi spiccato pila - Pila 50_90_SB (q=1)					
	Fx	Fy	Fz	Mx	My
	kN	kN	kN	kNm	kNm
SISMA X	23569	8733	-32519	-333589	839080
SISMA Y	7071	29110	-32519	-1111963	250097

Tab. 27 – Sollecitazioni SLV (q=1.0) a spiccato pila

8.2 Verifiche strutturali

Di seguito si riportano le verifiche della sezione di spiccato della pila.

8.2.1 Presso-flessione

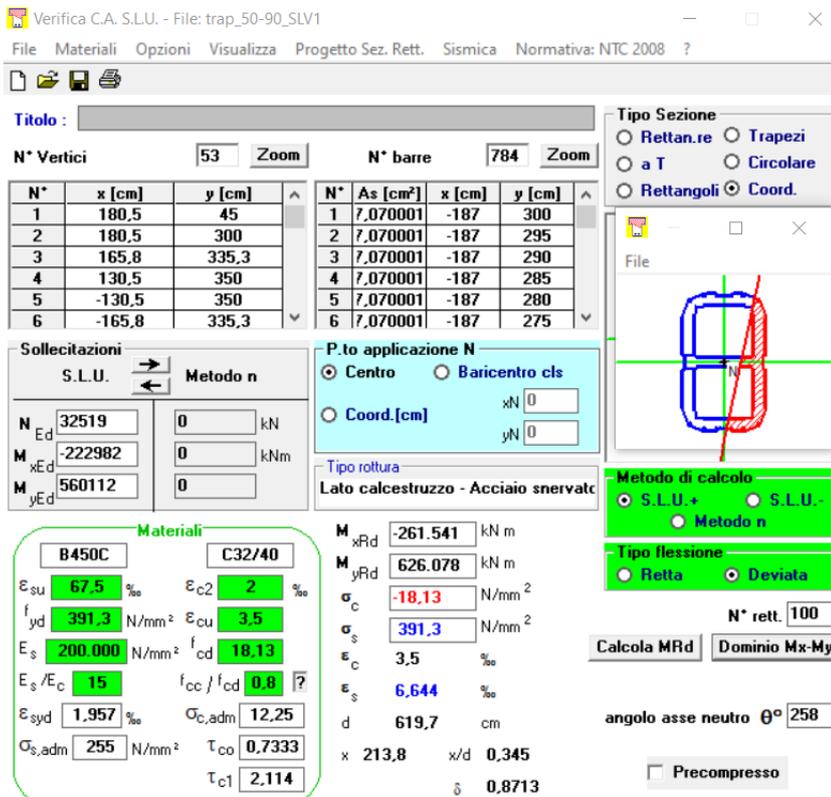
L'armatura considerata è pari a 1064 ϕ 30.

Nel seguito si riportano le verifiche a presso-flessione eseguite con il programma Gelfi VcaSlu considerando le combinazioni sismiche, che sono dimensionanti.

Nello specifico si sono analizzati i due casi in cui i momenti longitudinali e trasversali risultano massimizzati.

Nota bene: il sistema di riferimento nel software di verifica è ruotato di 90° rispetto alle convenzioni delle tabelle delle sollecitazioni sopra riportate. Per cui i momenti M_x saranno imputati come M_y e vice-versa.

MOMENTO LONGITUDINALE MASSIMO (M_y,max)



Verifica C.A. S.L.U. - File: trap_50-90_SLV1

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° Vertici: 53 Zoom N° barre: 784 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	180,5	45	1	7,070001	-187	300
2	180,5	300	2	7,070001	-187	295
3	165,8	335,3	3	7,070001	-187	290
4	130,5	350	4	7,070001	-187	285
5	-130,5	350	5	7,070001	-187	280
6	-165,8	335,3	6	7,070001	-187	275

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	32519	0	kN
M _{xEd}	-222982	0	kNm
M _{yEd}	560112	0	

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° 258

Precompresso

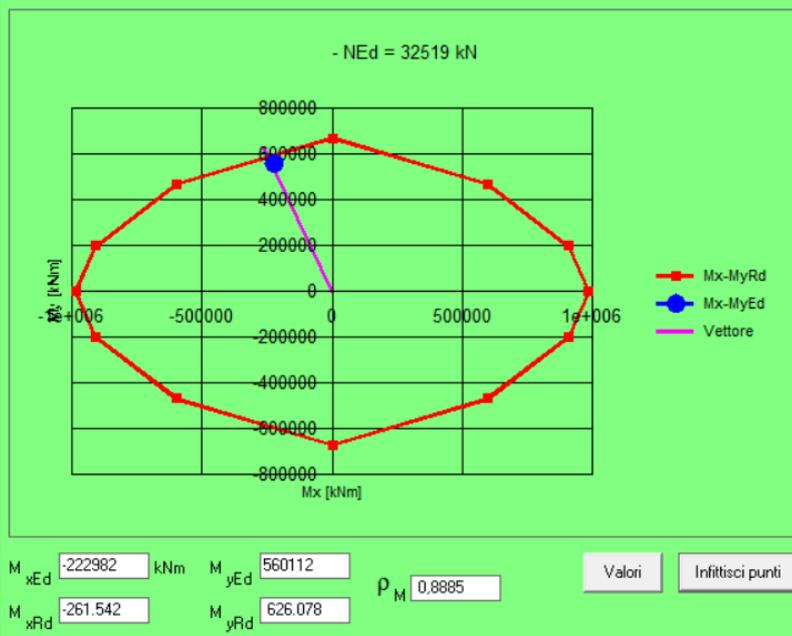
Materiali: B450C C32/40

ϵ_{su}	67,5	%	ϵ_{c2}	2	%
f_{yd}	391,3	N/mm ²	ϵ_{cu}	3,5	
E_s	200.000	N/mm ²	f_{cd}	18,13	
E_s/E_c	15		f_{cc}/f_{cd}	0,8	?
ϵ_{syd}	1,957	%	$\sigma_{c,adm}$	12,25	
$\sigma_{s,adm}$	255	N/mm ²	τ_{co}	0,7333	
			τ_{c1}	2,114	

M _{xRd}	-261.541	kN m
M _{yRd}	626.078	kN m
σ_c	-18,13	N/mm ²
σ_s	391,3	N/mm ²
ϵ_c	3,5	%
ϵ_s	6,644	%
d	619,7	cm
x	213,8	x/d
		δ
		0,8713

☑ Dominio Mx-My

File



MOMENTO TRASVERSALE MASSIMO (M_{x,max})

Verifica C.A. S.L.U. - File: trap_50-90_SLV2

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° Vertici: 53 Zoom N° barre: 784 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	180,5	45	1	7,070001	-187	300
2	180,5	300	2	7,070001	-187	295
3	165,8	335,3	3	7,070001	-187	290
4	130,5	350	4	7,070001	-187	285
5	-130,5	350	5	7,070001	-187	280
6	-165,8	335,3	6	7,070001	-187	275

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 32519 0 kN
 M_{xEd} -743291 0 kNm
 M_{yEd} 166407 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° 210

Precompresso

Materiali: B450C C32/40

E _{su} 67,5 ‰	E _{c2} 2 ‰
f _{yd} 391,3 N/mm²	E _{cu} 3,5
E _s 200.000 N/mm²	f _{cd} 18,13
E _s /E _c 15	f _{cc} /f _{cd} 0,8
E _{syd} 1,957 ‰	σ _{c,adm} 12,25
σ _{s,adm} 255 N/mm²	τ _{co} 0,7333
	τ _{c1} 2,114

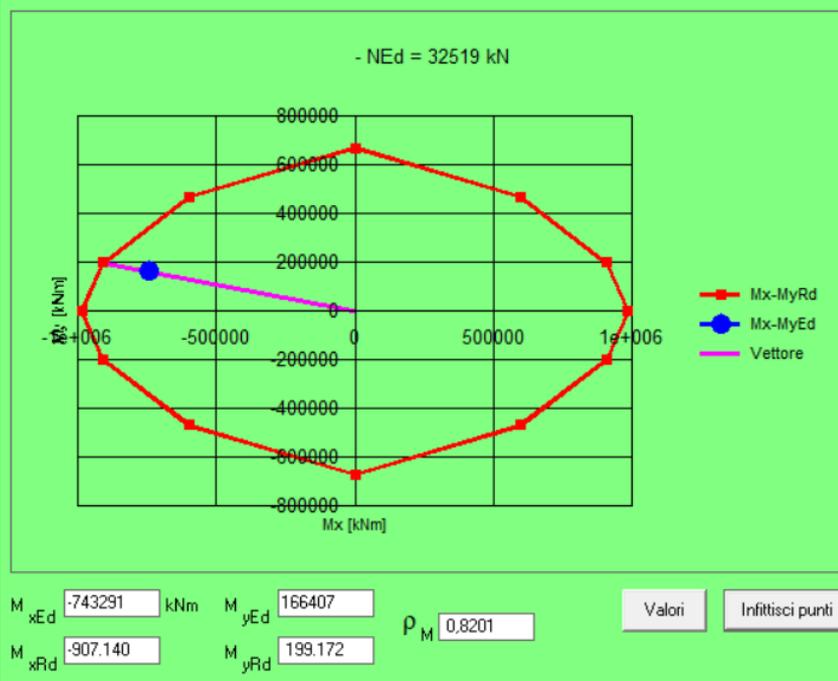
M_{xRd} -907.140 kNm
 M_{yRd} 199.172 kNm
 σ_c -18,13 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 5,458 ‰
 d 876,4 cm
 x 342,4 x/d 0,3907
 δ 0,9284

Relazione di predimensionamento strutturale delle pile

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	01 R 09	CL	VI0000 001	A	42 di 66

☒ Dominio Mx-My

File



Le verifiche a pressoflessione risultano soddisfatte.

8.2.2 Taglio

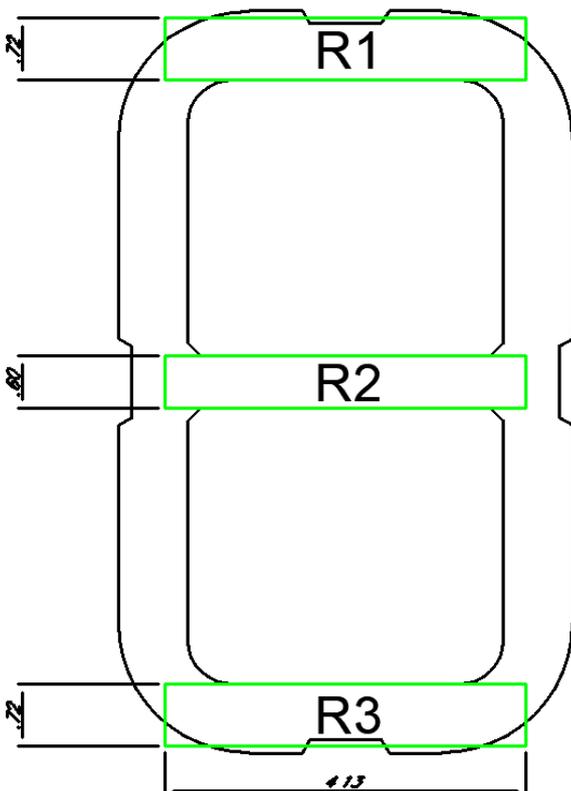
L'armatura considerata è la seguente

- Staffe 2Ø16/15cm

Nel seguito si riportano le verifiche a taglio eseguite considerando le combinazioni sismiche, che sono dimensionanti. Nello specifico si sono analizzati i due casi in cui i tagli longitudinali e trasversali risultano massimizzati.

SLV – Taglio longitudinale massimo F_x

Per la verifica a taglio (F_x) poiché la sezione è cava, sono state prese in considerazione come superfici di calcolo le aree indicate nella figura sottostante:



Relazione di predimensionamento strutturale delle pile

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	01 R 09	CL	VI0000 001	A	44 di 66

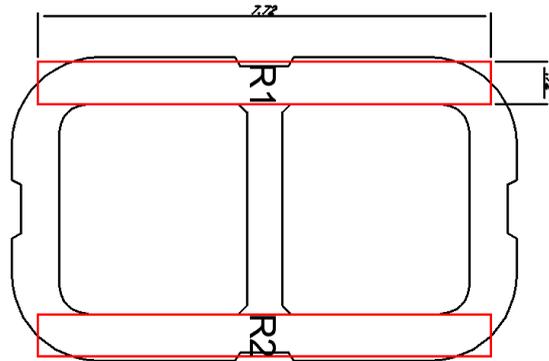
Materiali		Materiali	
CLS C32/40		CLS C32/40	
f_{ck}	32 [Mpa]	f_{ck}	32 [Mpa]
f_{cd}	18 [Mpa]	f_{cd}	18 [Mpa]
ϵ_{cu}	0,0035	ϵ_{cu}	0,0035
Acciaio B450C		Acciaio B450C	
f_{yk}	450 [Mpa]	f_{yk}	450 [Mpa]
f_{yd}	391 [Mpa]	f_{yd}	391 [Mpa]
E_s	210000 [Mpa]	E_s	210000 [Mpa]
ϵ_{syd}	0,00186	ϵ_{syd}	0,00186
Geometria R1=R3		Geometria R2	
Sezione Rettangolare		Sezione Rettangolare	
Coeff. Resistenza	0,9	Coeff. Resistenza	0,9
b	72 [cm]	b	60 [cm]
h	413 [cm]	h	413 [cm]
d'	10,0 [cm]	d'	10,0 [cm]
d	403 [cm]	d	403 [cm]
ϕ_{long}	30 [mm]	ϕ_{long}	30 [mm]
C D	CDB	C D	CDB
Armatura trasversale		Armatura trasversale	
$(A_{sw}/s)_{min}$	0,108 [cm ² /cm]	$(A_{sw}/s)_{min}$	0,09 [cm ² /cm]
S_{max}	17,5 [cm]	S_{max}	17,5 [cm]
S	15 [cm]	S	15 [cm]
$S < S_{max}$	VERO	$S < S_{max}$	VERO
n bracci	2	n bracci	2
ϕ_{rmin}	10,16 [mm]	ϕ_{rmin}	9,27 [mm]
ϕ	16 [mm]	ϕ	16 [mm]
$\phi_{rmin} < \phi$	VERO	$\phi_{rmin} < \phi$	VERO
$(A_{sw}/s)_d$	0,27 [cm ² /cm]	$(A_{sw}/s)_d$	0,27 [cm ² /cm]
$ctg(\theta)$	2,29 [-]	$ctg(\theta)$	2,05 [-]
$ctg(\theta)$	2,29 [-]	$ctg(\theta)$	2,05 [-]
α	90 [°]	α	90 [°]
$V_{rsd} (R1=R3)$	8694 [kN]	$V_{rsd} (R2)$	7783 [kN]

$$R1+R2+R3 > F_x$$

$$8694+7783+8694=25171 \text{ kN} > 23569 \text{ kN}$$

SLV – Taglio trasversale massimo F_y

Per la verifica a taglio (F_y) poiché la sezione è cava, sono state prese in considerazione come superfici di calcolo le aree indicate nella figura sottostante:



Materiali		
CLS C32/40		
f_{ck}	32	[Mpa]
f_{cd}	18	[Mpa]
ϵ_{cu}	0,0035	
Acciaio B450C		
f_{yk}	450	[Mpa]
f_{yd}	391	[Mpa]
E_s	210000	[Mpa]
ϵ_{syd}	0,00186	
Geometria R1=R2		
Sezione Rettangolare		
Coeff. Resistenza	0,9	
b	72	[cm]
h	772	[cm]
d'	10,0	[cm]
d	762	[cm]
ϕ_{long}	30	[mm]
C D	CDB	
Armatura trasversale		
$(A_{sw}/s)_{min}$	0,108	[cm ² /cm]
S_{max}	17,5	[cm]
S	15	[cm]
$S < S_{max}$	VERO	
n bracci	2	
ϕ_{min}	10,16	[mm]
ϕ	16	[mm]
$\phi_{min} < \phi$	VERO	
$(A_{sw}/s)_d$	0,27	[cm ² /cm]
ctg(θ)	2,29	[-]
ctg(θ)	2,29	[-]
α	90	[°]
$V_{rd} (R1=R2)$	16438	[kN]

$$R1+R2 > F_x$$

$$16438 + 16438 = 32876 \text{ kN} > 29110 \text{ kN}$$

9 PILA TIPOLOGICA VI01C

La pila in esame, su cui poggiano un impalcato a sezione mista acciaio-calcestruzzo a doppio binario di lunghezza 40.0 m ed un impalcato ad arco a via inferiore a doppio binario di luce 120.0 m, presenta un fusto a sezione cava in c.a. rettangolare, di dimensioni esterne pari a 7.60 m x 22.10 m.

Sulla pila grava un pulvino di spessore pari a 3.00 m e con dimensioni pari a quelle della sezione di testa del fusto pila.

L'altezza massima per la quale è stato eseguito il calcolo di tale tipologico è di 12m.

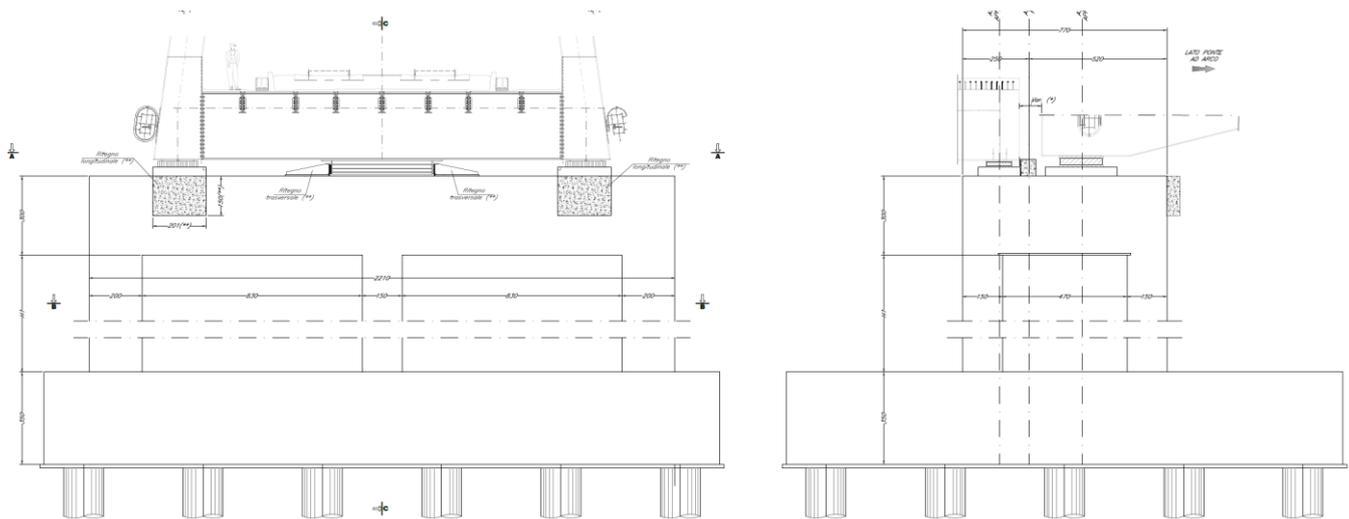


Fig. 9-1: Sezione trasversale e longitudinale della pila

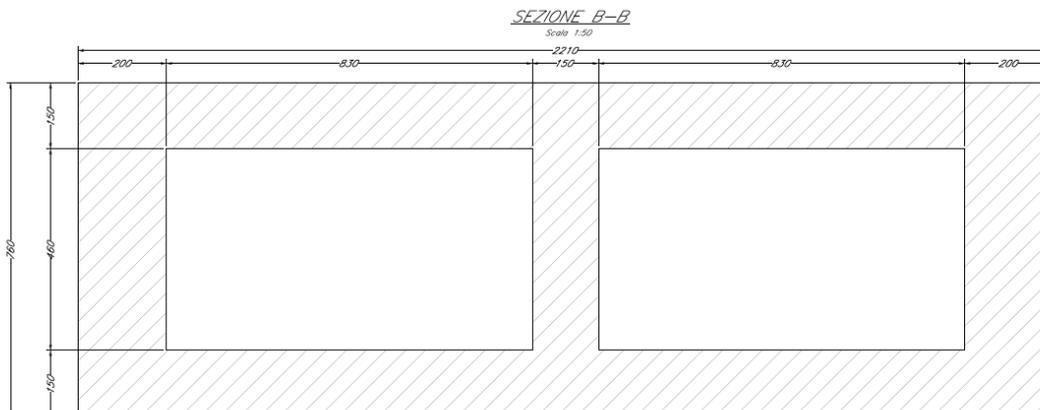


Fig. 9-2: Sezione del fusto della pila

9.1 Sollecitazioni di verifica

Nelle tabelle seguenti si riportano le sollecitazioni massime in condizioni sismiche ricavate, come anticipato in precedenza, dallo schema di oscillatore semplice, ed utilizzate per le verifiche della sezione di spiccato della pila.

Si precisa che vengono riportate, per brevità, le sole sollecitazioni massime in dir. longitudinale (SISMA X) e trasversale (SISMA Y), ricavate dalle combinazioni riportate nel §5.3.

Per le verifiche a presso-flessione si considera lo spettro di risposta di progetto con $q=1,5$.

La verifica a taglio viene eseguita secondo la logica della gerarchia delle resistenze.

Le grandezze che figurano nelle tabelle hanno il seguente significato:

- Fz: Sforzo normale (negativo, se di compressione);
- Fx: Taglio in direzione parallela all'asse del viadotto (taglio longitudinale);
- Fy: Taglio in direzione trasversale rispetto all'asse del viadotto (taglio trasversale);
- Mx: Momento flettente che produce flessione nel piano ortogonale all'asse del viadotto (Momento trasversale).
- My: Momento flettente che produce flessione nel piano parallelo all'asse del viadotto (Momento longitudinale).

Carichi spiccato pila - Pila 50_90_SB (q=1.5)					
	Fx	Fy	Fz	Mx	My
	kN	kN	kN	kNm	kNm
SISMA X	54516	9380	-81140	-146326	850452
SISMA Y	16355	31266	-81140	-487754	255136

Tab. 27 – Sollecitazioni SLV (q=1.5) a spiccato pila

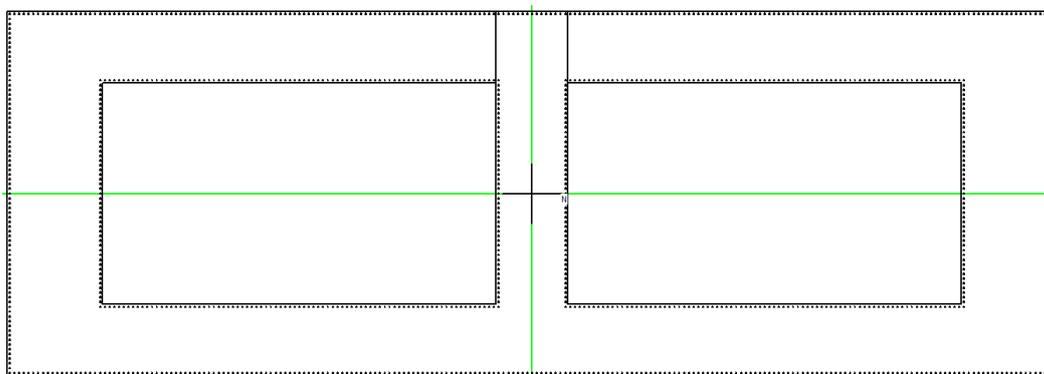
 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1B ROMAGNANO – BUONABITACOLO LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA PROGETTO DI FATTIBILTA' TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione di predimensionamento strutturale delle pile	COMMESSA RC2A	LOTTO 01 R 09	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0000 001	REV. A

9.2 Verifiche strutturali pile

Di seguito si riportano le verifiche della sezione di spiccato della pila.

9.2.1 Presso-flessione

La sezione di verifica è riportata di seguito.



L'armatura considerata è la seguente

- Armatura tipica $\varnothing 30/10\text{cm}$ (1120 $\varnothing 30$)

Nel seguito si riportano le verifiche a presso-flessione eseguite con il programma Gelfi VcaSlu considerando le combinazioni sismiche, che sono dimensionanti.

Nello specifico si sono analizzati i due casi in cui i momenti longitudinali e trasversali risultano massimizzati.

Nota bene: il sistema di riferimento nel software di verifica è ruotato di 90° rispetto alle convenzioni delle tabelle delle sollecitazioni sopra riportate. Per cui i momenti M_x saranno imputati come M_y e vice-versa.

SLV - Momento longitudinale massimo (My)

Titolo : Pila 120_40 - Altezza 15.0m - Verifica pressoflessione

N* Vertici

20

Zoom

N* barre

1120

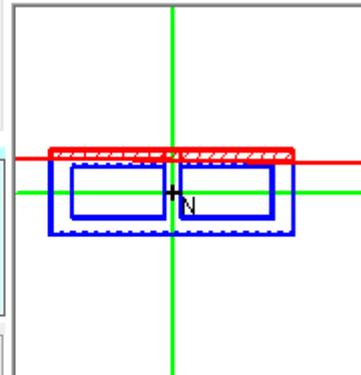
Zoom

N*	x [cm]	y [cm]
1	1105	385
2	75	385
3	75	235
4	905	235
5	905	-235
6	75	-235

N*	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	7.0686	-1100	-380
2	7.0686	-1090	-380
3	7.0686	-1080	-380
4	7.0686	-1070	-380
5	7.0686	-1060	-380
6	7.0686	-1050	-380

Tipo Sezione

- Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF



Sollecitazioni

S.L.U.

Metodo n

N_{Ed} 81140

0 kN

M_{xEd} 850452

0 kNm

M_{yEd} 146326

0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm]

xN 0

yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

- S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione

- Retta Deviata

N* rett. 100

Calcola MRd

Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° 359

Precompresso

Materiali

B450C

C32/40

ϵ_{su} 67.5 ‰

ϵ_{c2} 2 ‰

f_{yd} 391.3 N/mm²

ϵ_{cu} 3.5 ‰

E_s 200'000 N/mm²

f_{cd} 18.13

E_s/E_c 15

f_{cc}/f_{cd} 0.8

ϵ_{syd} 1.957 ‰

$\sigma_{c,adm}$ 12.25

$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²

τ_{co} 0.7333

τ_{c1} 2.114

M_{xRd} 1'401'501 kN m

M_{yRd} 327'584 kN m

σ_c -18.13 N/mm²

σ_s 391.3 N/mm²

ϵ_c 3.5 ‰

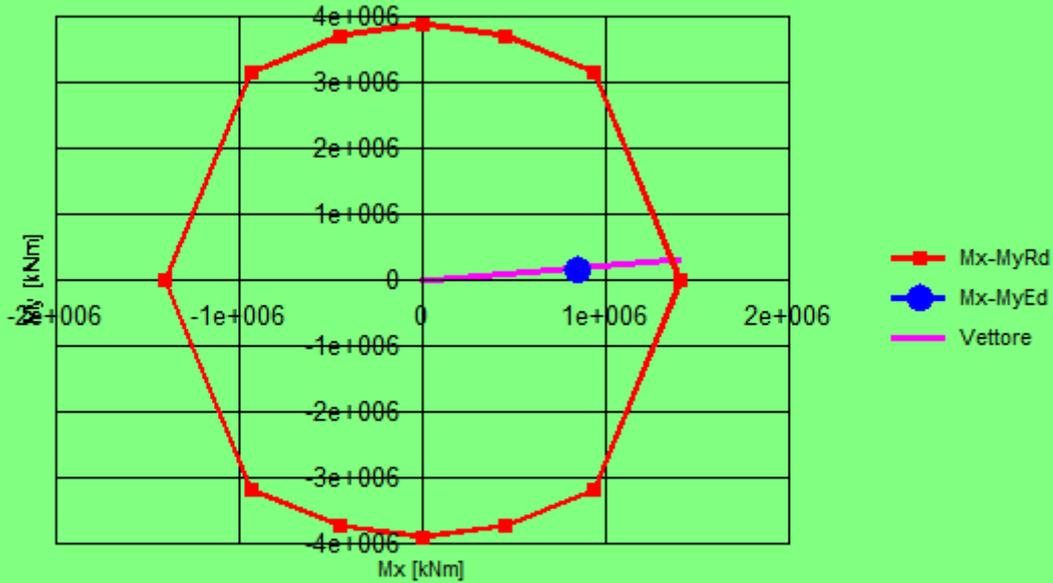
ϵ_s 23.73 ‰

d 803.4 cm

x 103.3 x/d 0.1285

δ 0.7

Pila 120_40 - Altezza 15.0m - Verifica pressoflessione - NEd = 81140 kN



M_{xEd} kNm M_{yEd}
 M_{xRd} M_{yRd} ρ_M

Il rapporto tra momento resistente e momento di progetto risulta essere pari a:

$$M_{rd}/M_{ed} = 0.60$$

La verifica risulta soddisfatta.

SLV - Momento trasversale massimo (Mx)

Titolo : Pila 120_40 - Altezza 15,0m - Verifica pressoflessione

N° Vertici

20

Zoom

N° barre

1120

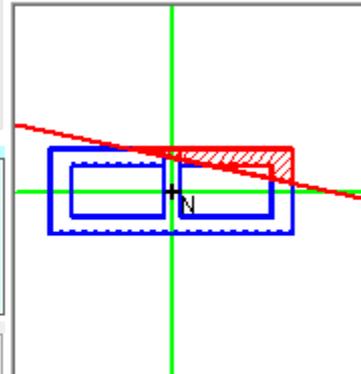
Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	1105	385
2	75	385
3	75	235
4	905	235
5	905	-235
6	75	-235

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	7.0686	-1100	-380
2	7.0686	-1090	-380
3	7.0686	-1080	-380
4	7.0686	-1070	-380
5	7.0686	-1060	-380
6	7.0686	-1050	-380

Tipo Sezione

- Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF



Sollecitazioni

S.L.U.

Metodo n

N

81140

M

255136

M

487754

0

kN

0

kNm

0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm]

xN 0

yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C

C32/40

ϵ_{su}

67.5

‰

ϵ_{c2}

2

‰

f_{yd}

391.3

N/mm²

ϵ_{cu}

3.5

‰

E_s

200*000

N/mm²

f_{cd}

18.13

‰

E_s/E_c

15

f_{cc}/f_{cd}

0.8

?

E_{syd}

1.957

‰

$\sigma_{c,adm}$

12.25

‰

$\sigma_{s,adm}$

255

N/mm²

τ_{co}

0.7333

‰

τ_{c1}

2.114

‰

M

M_{xRd}

1'202'152

kN m

M

M_{yRd}

2'386'814

kN m

σ_c

-18.13

N/mm²

σ_s

391.3

N/mm²

ϵ_c

3.5

‰

ϵ_s

10.41

‰

d

1'207

cm

x

303.7

x/d

0.2517

δ

0.7546

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

Retta

Deviata

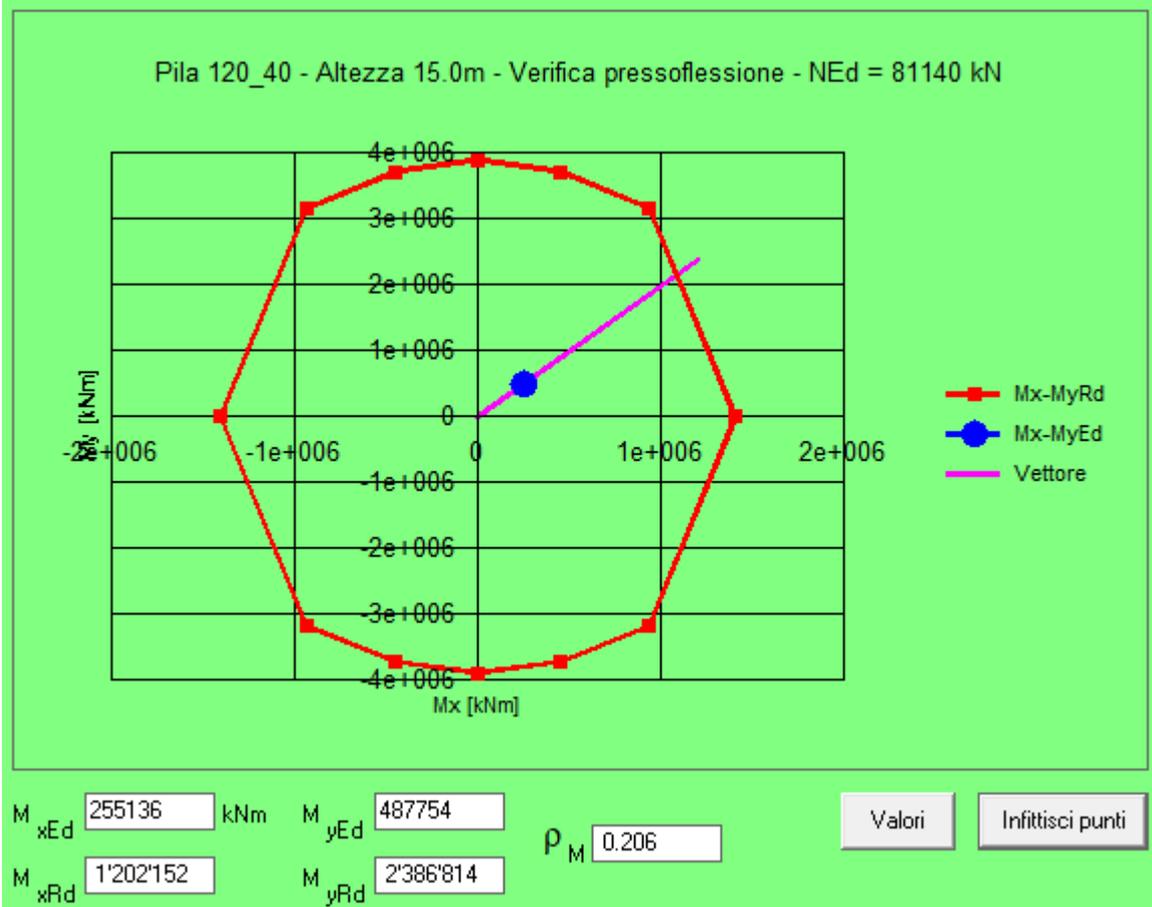
N° rett. 100

Calcola MRd

Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° 348

Precompresso



Il rapporto tra momento resistente e momento di progetto risulta essere pari a:

$$M_{rd}/M_{ed} = 0.21$$

La verifica risulta soddisfatta.

9.2.2 Taglio

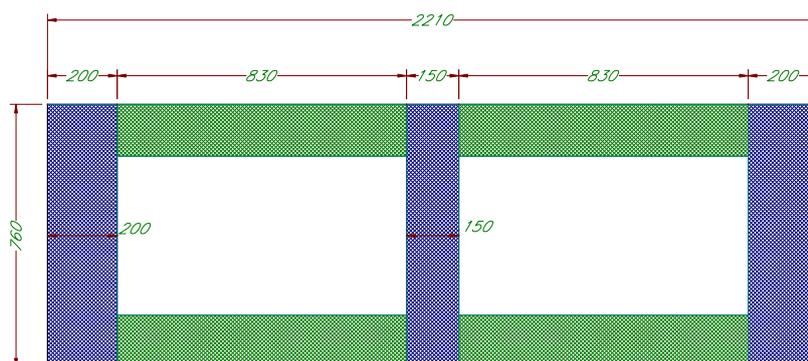
L'armatura considerata è la seguente

- Staffe 2Ø20/10cm

Nel seguito si riportano le verifiche a taglio eseguite considerando le combinazioni sismiche, che sono dimensionanti. La domanda a taglio è stata quindi calcolata così come definito al capitolo 7.9.5. Nello specifico si sono analizzati i due casi in cui i tagli longitudinali e trasversali risultano massimizzati.

SLV – Taglio longitudinale massimo F_x

Per la verifica a taglio (F_x) poiché la sezione è cava, sono state prese in considerazione come superfici di calcolo le aree indicate nella figura sottostante:



Il taglio viene distribuito negli elementi indicati nella figura precedente in funzione della rigidità dei singoli elementi utilizzando la seguente formulazione $I_{el,i} / (I_{el,1} + 2I_{el,2})$

SOLLECITAZIONI E GEOMETRIA DELLA PILA		
N_{Ed}	81140	[kN]
A_{TOT}	92	[m ²]
V_{Ed}	54516	[kN]
σ_{Ed}	0.88	[N/mm ²]
N_{ck}	3054400	[kN]

SEZIONI PER LA DISTRIBUZIONE DEL TAGLIO						
Elemento	b	h	I	% di I	Taglio	N
	[m]	[m]	[m ⁴]		[kN]	[kN]
SETTO CENTRALE	1.5	7.6	54.87	27.27	14868.00	10054.30
SETTI LATERALI	2	7.6	73.16	36.36	19824.00	13405.74

VERIFICA SETTO LATERALE

Geometria sezione

b_w	2000 [mm]
d	7600 [mm]
A_c	15200000 [mm ²]

Caratteristiche armature

n_{bl}	152	numero barre longitudinali
ϕ_{bl}	30 [mm]	diametro delle barre longitudinali
n_{bw}	4	numero di bracci delle staffe
ϕ_{st}	20 [mm]	diametro delle staffe
s_{st}	100 [mm]	passo delle staffe
α	90 [°]	inclinazione delle staffe ($\alpha=90^\circ$ per staffe ortogonali all'asse)

Caratteristiche sollecitazioni

N_{Ed}	13405.74 [kN]	sforzo normale di calcolo (+ per compressione)
V_{Ed}	19824.00 [kN]	taglio di calcolo
N_{Rd}	336426.7 [kN]	sforzo normale di compressione massimo

Dati traliccio resistente

θ	36	inclinazione delle bielle di calcestruzzo rispetto all'asse
$\text{ctg } \theta$	1.37638192	$1 < \text{ctg } \theta < 2.5$

Valore di verifica del taglio resistente

V_{Rd}	8043.1 [kN]	Taglio resistente per elemento privo di armatura trasversale a taglio
V_{Rd}	45988.9 [kN]	Taglio resistente per elemento con armatura trasversale a taglio

Valore a taglio della sezione con la gerarchia delle resistenze

$h=$	16
q	1.50
V_{Ed}	19824.00
M_{prc}	1401501.00
V_{prc}	31852.30
γ_{bd}	1.25
V_{Ed}	39815.37
V_{Rd}	45988.89
$V_{gr}/V_{Rd,gr}$	0.87

VERIFICA SETTO CENTRALE

Geometria sezione

b_w	1500 [mm]
d	7600 [mm]
A_c	11400000 [mm ²]

Caratteristiche armature

n_{bl}	152	numero barre longitudinali
ϕ_{bl}	30 [mm]	diametro delle barre longitudinali
n_{bw}	4	numero di bracci delle staffe
ϕ_{st}	20 [mm]	diametro delle staffe
s_{st}	100 [mm]	passo delle staffe
α	90 [°]	inclinazione delle staffe ($\alpha=90^\circ$ per staffe ortogonali all'asse)

Caratteristiche sollecitazioni

N_{Ed}	10054.30 [kN]	sforzo normale di calcolo (+ per compressione)
V_{Ed}	14868.00 [kN]	taglio di calcolo
N_{Rd}	252320.0 [kN]	sforzo normale di compressione massimo

Dati traliccio resistente

θ	36	inclinazione delle bielle di calcestruzzo rispetto all'asse
$\text{ctg } \theta$	1.37638192	$1 < \text{ctg } \theta < 2.5$

Valore di verifica del taglio resistente

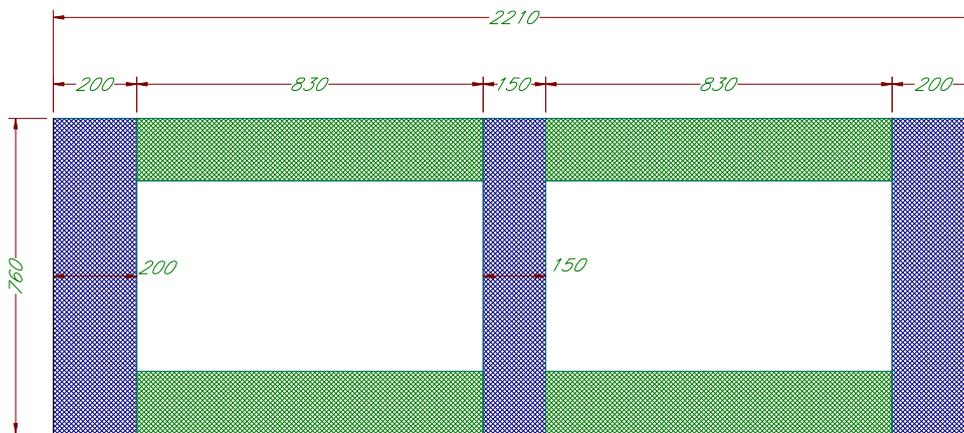
V_{Rd}	6488.6 [kN]	Taglio resistente per elemento privo di armatura trasversale a taglio
V_{Rd}	45988.9 [kN]	Taglio resistente per elemento con armatura trasversale a taglio

Valore a taglio della sezione con la gerarchia delle resistenze

$h=$	16
q	1.50
V_{Ed}	14868.00
M_{prc}	1401501.00
V_{prc}	23889.22
γ_{bd}	1.25
V_{Ed}	29861.53
V_{Rd}	45988.89
$V_{gr}/V_{Rd_{gr}}$	0.65

SLV – Taglio trasversale massimo F_y

Per la verifica a taglio (F_y) poiché la sezione è cava, sono state prese in considerazione come superfici di calcolo le aree indicate nella figura sottostante:



SOLLECITAZIONI E GEOMETRIA DELLA PILA		
N_{Ed}	81140	[kN]
A_{TOT}	92	[m ²]
V_{Ed}	31266	[kN]
σ_{Ed}	0.88	[N/mm ²]
N_{ck}	3054400	[kN]

SEZIONI PER LA DISTRIBUZIONE DEL TAGLIO							
Elemento	b	h	l	nr.elem	% di l	Taglio	N
	[m]	[m]	[m ⁴]			[kN]	[kN]
SINGOLO SETTO	1.5	8.3	71.47	4	25.00	7816.50	11069

VERIFICA SETTO

Geometria sezione

b_w	1500 [mm]
d	8300 [mm]
A_c	12450000 [mm ²]

Caratteristiche armature

n_{bl}	166	numero barre longitudinali
ϕ_{bl}	30 [mm]	diametro delle barre longitudinali
n_{bw}	4	numero di bracci delle staffe
ϕ_{st}	20 [mm]	diametro delle staffe
s_{st}	100 [mm]	passo delle staffe
α	90 [°]	inclinazione delle staffe ($\alpha=90^\circ$ per staffe ortogonali all'asse)

Caratteristiche sollecitazioni

N_{Ed}	11068.55 [kN]	sforzo normale di calcolo (+ per compressione)
V_{Ed}	7816.50 [kN]	taglio di calcolo
N_{Rd}	234226.0 [kN]	sforzo normale di compressione massimo

Dati traliccio resistente

θ	36	inclinazione delle bielle di calcestruzzo rispetto all'asse
$\text{ctg } \theta$	1.37638192	$1 < \text{ctg } \theta < 2.5$

Valore di verifica del taglio resistente

V_{Rd}	7069.2 [kN]	Taglio resistente per elemento privo di armatura trasversale a taglio
V_{Rd}	50252.8 [kN]	Taglio resistente per elemento con armatura trasversale a taglio

Valore a taglio della sezione con la gerarchia delle resistenze

$h=$	16
q	1.50
V_{Ed}	7816.50
M_{prc}	2386814.00
V_{prc}	37293.97
γ_{bd}	1.25
V_{Ed}	46617.46
V_{Rd}	50252.76
$V_{gr}/V_{Rd_{gr}}$	0.93

10 PILA TIPOLOGICA E

La pila in esame, su cui poggiano due impalcati a sezione mista acciaio-calcestruzzo a doppio binario di lunghezza 40.0 m e 50.0 m, presenta un fusto a sezione cava in c.a., di forma semiovoidale, con una sezione in di dimensioni esterne pari a 3.60 m x 13.00 m.

Sulla pila grava un pulvino leggermente aggettante di spessore pari a 1.40 m e con dimensioni pari a quelle della sezione di testa del fusto pila.

L'altezza massima per la quale è stato eseguito il calcolo di tale tipologico è di 20m.

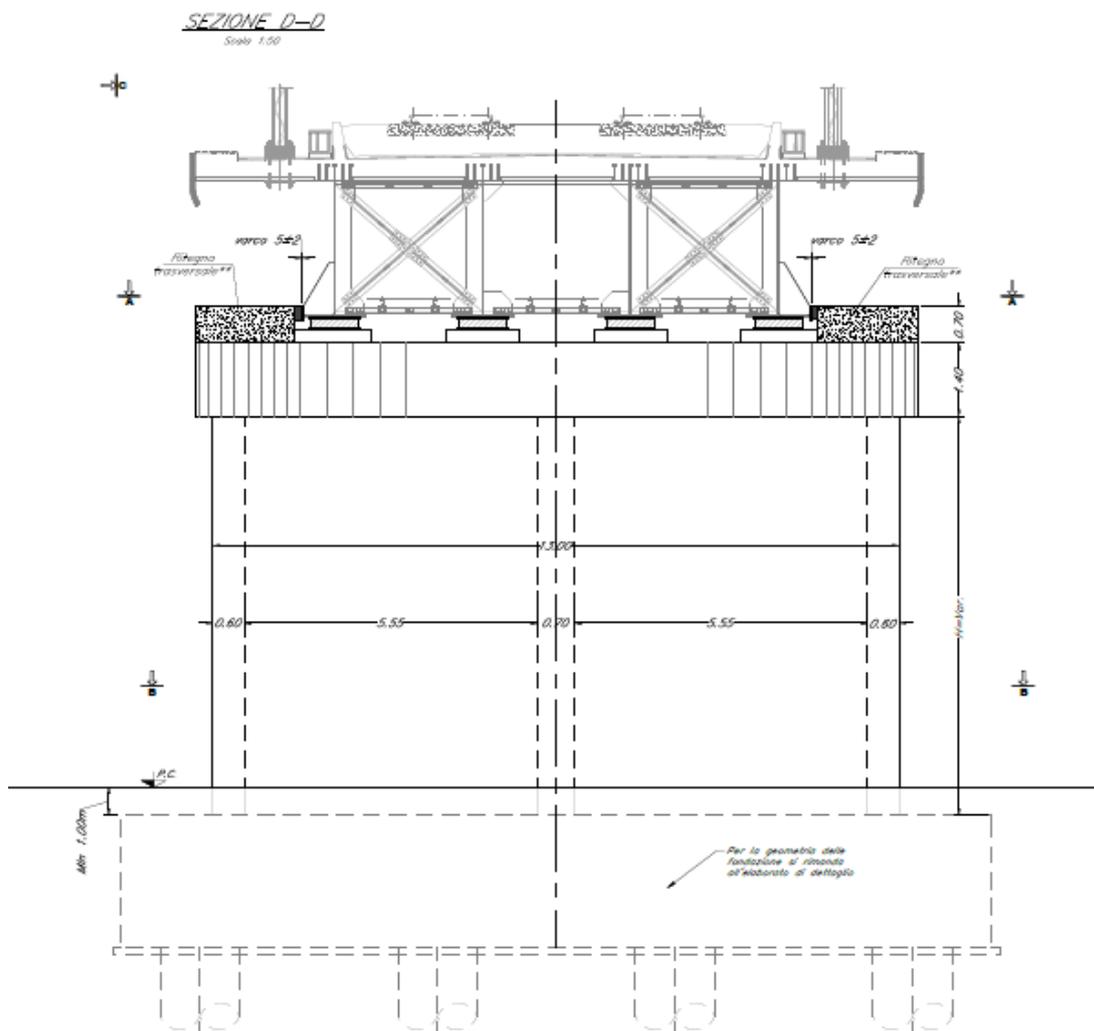


Fig. 10-1: Sezione trasversale della pila

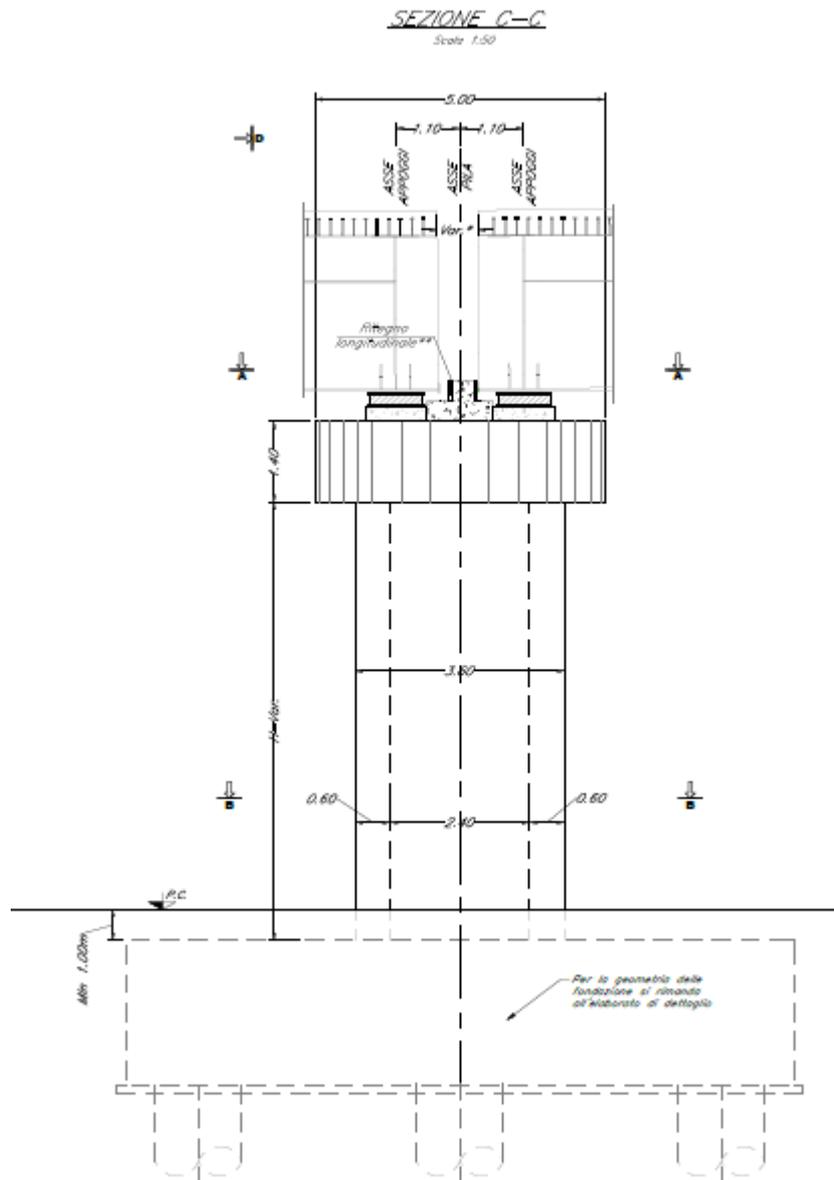


Fig. 10-2: Sezione longitudinale della pila

SEZIONE B-B

Scala 1:50

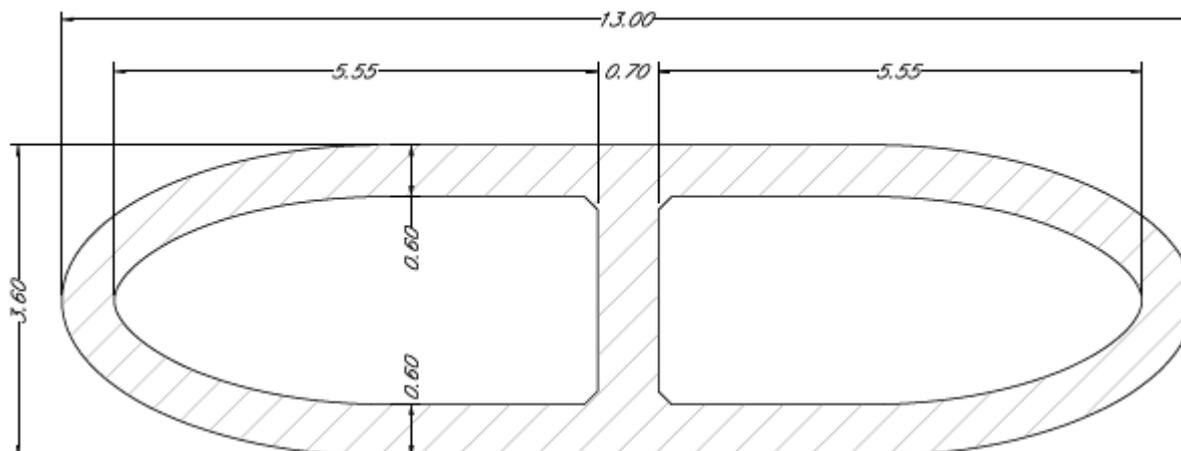


Fig. 10-3: Sezione del fusto della pila

10.1 Sollecitazioni di verifica

Nelle tabelle seguenti si riportano le sollecitazioni massime in condizioni sismiche ricavate, come anticipato in precedenza, dallo schema di oscillatore semplice, ed utilizzate per le verifiche della sezione di spicco della pila.

Si precisa che vengono riportate, per brevità, le sole sollecitazioni massime in dir. longitudinale (SISMA X) e trasversale (SISMA Y), ricavate dalle combinazioni riportate nel §5.3.

Per le verifiche a presso-flessione si considera lo spettro di risposta di progetto con $q=1,5$.

Per le verifiche a taglio, si considera invece lo spettro elastico con $q=1$.

Le grandezze che figurano nelle tabelle hanno il seguente significato:

- F_z : Sforzo normale (negativo, se di compressione);
- F_x : Taglio in direzione parallela all'asse del viadotto (taglio longitudinale);
- F_y : Taglio in direzione trasversale rispetto all'asse del viadotto (taglio trasversale);
- M_x : Momento flettente che produce flessione nel piano ortogonale all'asse del viadotto (Momento trasversale).
- M_y : Momento flettente che produce flessione nel piano parallelo all'asse del viadotto (Momento longitudinale).

Carichi spiccato pila - Pila 40_50_DB (q=1.5)					
	Fx	Fy	Fz	Mx	My
	kN	kN	kN	kNm	kNm
SISMA X	15109	4037	-30529	-96085	316530
SISMA Y	4497	13391	-30250	-319221	95638

Tab. 10-1: Sollecitazioni SLV (q=1.5) a spiccato pila

Carichi spiccato pila - Pila 40_50_DB (q=1)					
	Fx	Fy	Fz	Mx	My
	kN	kN	kN	kNm	kNm
SISMA X	22362	6021	-30529	-143089	466670
SISMA Y	6673	20007	-30250	-475898	140679

Tab. 10-2: Sollecitazioni SLV (q=1.0) a spiccato pila

10.2 Verifiche strutturali

Di seguito si riportano le verifiche della sezione di spiccato della pila.

10.2.1 Presso-flessione

L'armatura considerata è pari a 1052 ϕ 28.

Nel seguito si riportano le verifiche a presso-flessione eseguite con il programma Gelfi VcaSlu considerando le combinazioni sismiche, che sono dimensionanti.

Nello specifico si sono analizzati i due casi in cui i momenti longitudinali e trasversali risultano massimizzati.

Nota bene: il sistema di riferimento nel software di verifica è ruotato di 90° rispetto alle convenzioni delle tabelle delle sollecitazioni sopra riportate. Per cui i momenti Mx saranno imputati come My e vice-versa.

MOMENTO LONGITUDINALE MASSIMO (My,max)

Verifica C.A. S.L.U. - File: eliss_40-50_SLV4

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° Vertici Zoom Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	120	50	1	6,16	-126,5	300
2	120	278,9	2	6,16	-126,5	295
3	113,1	377	3	6,16	-126,5	290
4	102,6	431,5	4	6,16	-126,5	285
5	82,3	494,9	5	6,16	-126,5	280
6	57,2	543,8	6	6,16	-126,5	275

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C C32/40

ε_{su} % ε_{c2} %
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} %
 E_s N/mm² f_{cd} %
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} % σ_{c,adm}
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

M_{xRd} kN m
 M_{yRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c %
 ε_s %
 d cm
 x x/d
 δ

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

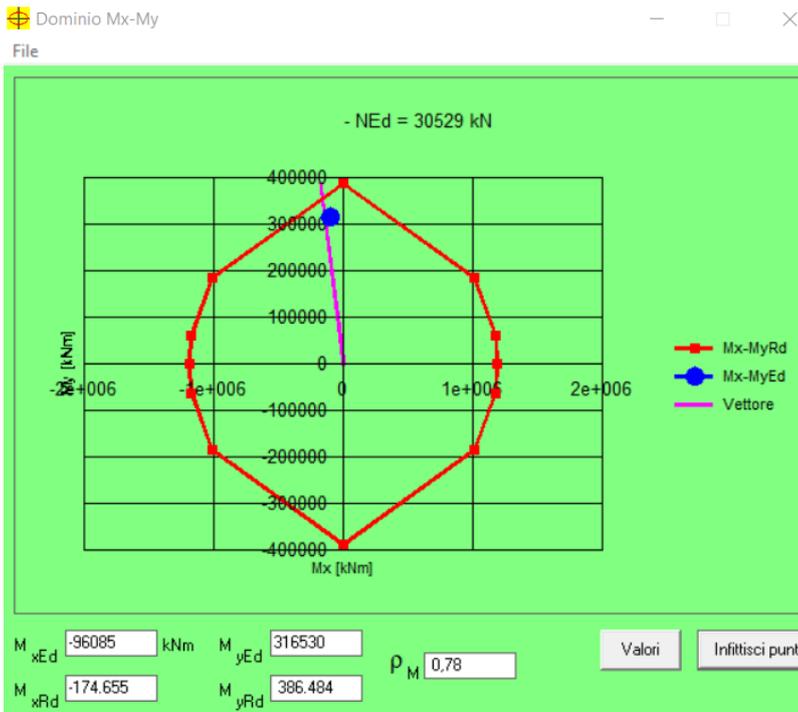
Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ°

Precompresso



MOMENTO TRASVERSALE MASSIMO (Mx,max)

Verifica CA. S.L.U. - File: eliss_40-50_SLV15

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	120	50	1	6,16	-126,5	300
2	120	278,9	2	6,16	-126,5	295
3	113,1	377	3	6,16	-126,5	290
4	102,6	431,5	4	6,16	-126,5	285
5	82,3	494,9	5	6,16	-126,5	280
6	57,2	543,8	6	6,16	-126,5	275

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

File

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° 250

Precompresso

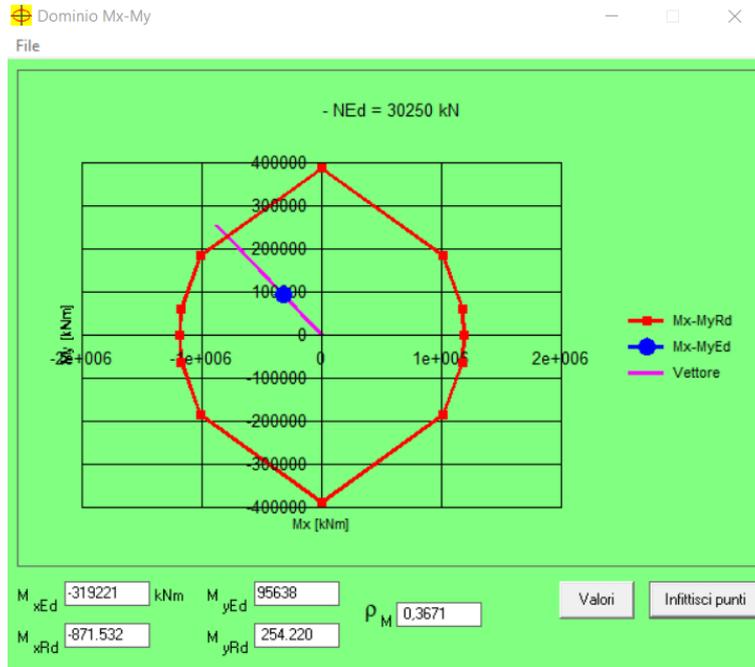
Materiali

Proprietà	B450C	C32/40
ε _{su}	67,5 ‰	2 ‰
f _{yd}	391,3 N/mm²	3,5 ‰
E _s	200.000 N/mm²	18,13 ‰
E _s /E _c	15	
ε _{syd}	1,957 ‰	
σ _{s,adm}	255 N/mm²	
τ _{co}	0,7333	
τ _{c1}	2,114	

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm]

Tipologia rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} -871.532 kNm
 M_{yRd} 254.219 kNm
 σ_c -18,13 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 5,411 ‰
 d 600,8 cm
 x 236 x/d 0,3928
 δ 0,931



Le verifiche a pressoflessione risultano soddisfatte.

10.2.2 Taglio

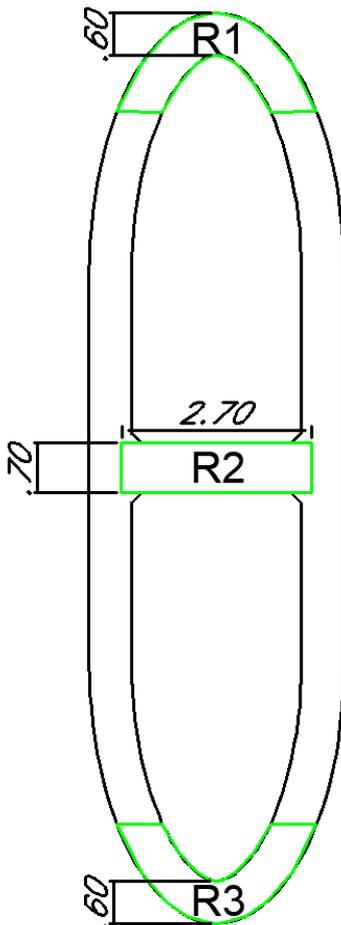
L'armatura considerata è la seguente

- Staffe 2Ø18/10cm

Nel seguito si riportano le verifiche a taglio eseguite considerando le combinazioni sismiche, che sono dimensionanti. Nello specifico si sono analizzati i due casi in cui i tagli longitudinali e trasversali risultano massimizzati.

SLV – Taglio longitudinale massimo F_x

Per la verifica a taglio (F_x) poiché la sezione è cava, sono state prese in considerazione come superfici di calcolo le aree indicate nella figura sottostante:



Relazione di predimensionamento strutturale delle pile

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	01 R 09	CL	VI0000 001	A	65 di 66

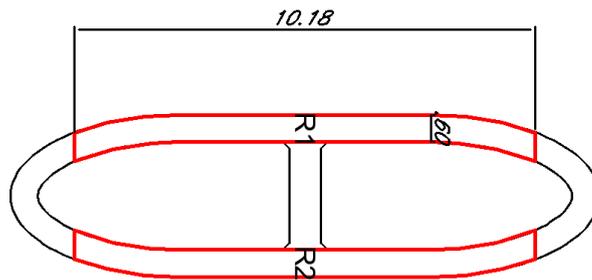
Materiali		Materiali	
CLS C32/40		CLS C32/40	
f_{ck}	32 [Mpa]	f_{ck}	32 [Mpa]
f_{cd}	18 [Mpa]	f_{cd}	18 [Mpa]
ϵ_{cu}	0,0035	ϵ_{cu}	0,0035
Acciaio B450C		Acciaio B450C	
f_{yk}	450 [Mpa]	f_{yk}	450 [Mpa]
f_{yd}	391 [Mpa]	f_{yd}	391 [Mpa]
E_s	210000 [Mpa]	E_s	210000 [Mpa]
ϵ_{syd}	0,00186	ϵ_{syd}	0,00186
Geometria R1=R3		Geometria R2	
Sezione Rettangolare		Sezione Rettangolare	
Coeff. Resistenza	0,9	Coeff. Resistenza	0,9
b	60 [cm]	b	70 [cm]
h	270 [cm]	h	270 [cm]
d'	10,0 [cm]	d'	10,0 [cm]
d	260 [cm]	d	260 [cm]
ϕ_{long}	28 [mm]	ϕ_{long}	28 [mm]
C D	CDB	C D	CDB
Armatura trasversale		Armatura trasversale	
$(A_{sw/s})_{min}$	0,09 [cm ² /cm]	$(A_{sw/s})_{min}$	0,105 [cm ² /cm]
S_{max}	16,8 [cm]	S_{max}	16,8 [cm]
S	10 [cm]	S	10 [cm]
$S < S_{max}$	VERO	$S < S_{max}$	VERO
n bracci	2	n bracci	2
ϕ_{min}	7,57 [mm]	ϕ_{min}	8,18 [mm]
ϕ	18 [mm]	ϕ	18 [mm]
$\phi_{min} < \phi$	VERO	$\phi_{min} < \phi$	VERO
$(A_{sw/s})_d$	0,51 [cm ² /cm]	$(A_{sw/s})_d$	0,51 [cm ² /cm]
ctg(θ)	1,55 [-]	ctg(θ)	1,73 [-]
ctg(θ)	1,55 [-]	ctg(θ)	1,73 [-]
α	90 [°]	α	90 [°]
$V_{rsd} (R1=R3)$	7240 [kN]	$V_{rsd} (R2)$	8048 [kN]

$$R1+R2+R3 > F_x$$

$$7240+8048+7240= 22528\text{kN} > 22362 \text{ kN}$$

SLV – Taglio trasversale massimo F_y

Per la verifica a taglio (F_y) poiché la sezione è cava, sono state prese in considerazione come superfici di calcolo le aree indicate nella figura sottostante:



Materiali	
<i>CLS C32/40</i>	
f_{ck}	32 [Mpa]
f_{cd}	18 [Mpa]
ϵ_{cu}	0,0035
<i>Acciaio B450C</i>	
f_{yk}	450 [Mpa]
f_{yd}	391 [Mpa]
E_s	210000 [Mpa]
ϵ_{syd}	0,00186
Geometria R1=R2	
<i>Sezione</i> Rettangolare	
Coeff. Resistenza	0,9
b	60 [cm]
h	1018 [cm]
d'	10,0 [cm]
d	1008 [cm]
ϕ_{long}	28 [mm]
C D	CDB
Armatura trasversale	
$(A_{sw/s})_{min}$	0,09 [cm ² /cm]
S_{max}	16,8 [cm]
S	10 [cm]
$S < S_{max}$	VERO
n bracci	2
ϕ_{min}	7,57 [mm]
ϕ	18 [mm]
$\phi_{min} < \phi$	VERO
$(A_{sw/s})_d$	0,51 [cm ² /cm]
$ctg(\theta)$	1,32 [-]
$ctg(\theta)$	1,32 [-]
α	90 [°]
$V_{rsd} (R1=R2)$	23772 [kN]

$$R1+R2 > F_x$$

$$23772+23772 = 47543 \text{ kN} > 20040 \text{ kN}$$