

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA
LEGGE OBIETTIVO N. 443/01e s.m.i.**

CUP: J14H20000440001

U.O. PROGETTAZIONE INTEGRATA NORD

PROGETTO DEFINITIVO

LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA

LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA

NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST

IV01 - CAVALCAFERROVIA AUTOSTRADA DEL BRENNERO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI

SCALA:

-

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

I N 1 0 1 0 D 2 6 C L I V 0 1 0 4 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	P. Maestrelli 	Sett 2021	M. Rigo 	Sett 2021	C. Mazzocchi 	Sett 2021	A. Perego Sett 2021



File: IN1010D26CLIV0104001A

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	4
1.1	ASPETTI GENERALI	4
1.2	ELEMENTI STRUTTURALI	6
1.2.1	METODO DI CALCOLO	8
1.2.2	CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA	8
1.2.3	COMBINAZIONI DI CARICO	11
1.2.4	SISTEMA DI VINCOLAMENTO	15
1.2.5	VALUTAZIONE DELLE SPINTE DEL TERRENO	16
1.2.6	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	16
1.3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	17
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	18
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	19
3.1	TABELLA RIASSUNTIVA CLASSI DI ESPOSIZIONE SECONDO NORMATIVA UNI EN 206-1	19
3.2	PARAMETRI DI IDENTIFICAZIONE PER LA VERIFICA A FESSURAZIONE	20
3.3	CALCESTRUZZO PER MAGRONE	21
3.4	CALCESTRUZZO PER PALI DI FONDAZIONE	21
3.5	CALCESTRUZZO PER OPERE DI FONDAZIONE	21
3.6	CALCESTRUZZO PER OPERE DI ELEVAZIONE	22
3.7	ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO	22
3.8	COPRIFERRI	22
4	GEOMETRIA DELLA STRUTTURA	23
5	STRATIGRAFIA DI PROGETTO	25
6	CALCOLO DELLA STRUTTURA	26
6.1	SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA	26
6.1.1	SPALLA	26
6.2	DATI PER ANALISI SISMICA	27
6.3	COMBINAZIONI DI CARICO	27
6.4	AZIONI	29

6.4.1	AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO	29
6.4.2	AZIONI RELATIVE ALLA SPALLA	35
7	SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI – FASE DI COSTRUZIONE FINALE	43
7.2	FUSTO	44
7.2.1	ARMATURA ADOTTATA PER IL FUSTO	44
7.2.2	VERIFICHE FUSTO	44
7.3	MURI DI RISVOLTO – PORZIONE INFERIORE	47
7.3.1	ARMATURA ADOTTATA PER LA PORZIONE INFERIORE DEI RISVOLTI	47
7.3.2	VERIFICHE PORZIONE INFERIORE RISVOLTO	48
7.4	MURI DI RISVOLTO – PORZIONE SUPERIORE	50
7.4.1	ARMATURA ADOTTATA PER LA PORZIONE SUPERIORE DEI RISVOLTI	50
7.4.2	VERIFICHE PORZIONE SUPERIORE RISVOLTO	51
7.5	PLATEA DI FONDAZIONE	54
7.5.1	DISTRIBUZIONE DEI MOMENTI	54
7.5.2	ARMATURA ADOTTATA PER LA PLATEA	55
7.5.3	VERIFICHE PLATEA	56
7.6	SOLLECITAZIONI E VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE	59
7.6.1	NUMERAZIONE ELEMENTI DEI PALI DI FONDAZIONE	59
7.6.2	ARMATURA ADOTTATA PER I PALI	59
7.6.3	VERIFICHE PALI	60
7.6.4	VERIFICA DI PORTANZA VERTICALE DEI PALI	85
7.6.5	VERIFICA CARICO LIMITE ORIZZONTALE DEI PALI	95

1 PREMESSA

1.1 ASPETTI GENERALI

La presente relazione fa riferimento alla progettazione definitiva dell'Ingresso Ovest al Nodo AV/AC di Verona Porta Nuova della Tratta AV/AC Brescia-Verona. L'intervento prevede la realizzazione delle nuove linee, prevalentemente in affiancamento al sedime della attuale Linea Storica Milano-Venezia, nel tratto compreso tra l'intersezione con l'Autostrada del Brennero A22 e la radice est della Stazione Ferroviaria di Verona Porta Nuova, per una estensione di circa 10km. Tali interventi sono funzionali al progetto di linea della Tratta Brescia Est – Verona.

Nel presente elaborato si riportano il dimensionamento e verifica di spalle e fondazioni del cavalcaferrovia dell'Autostrada del Brennero A22 alla pk 141+708 della Linea Milano-Venezia.

I due attuali impalcati a singola campata di luce 24.16m (uno per ogni carreggiata Nord e Sud) saranno sostituiti con altrettanti impalcati a sezione mista (acciaio-calcestruzzo) ma, per necessità di ampliamento della linea ferroviaria sottostante, sono previste tre campate di luce 28.00m. Oltre al rifacimento dell'impalcato si pone quindi necessario il rifacimento delle pile e la realizzazione delle spalle nuove. Il tutto nel rispetto dei vincoli di quote connessi al profilo dell'Autostrada e della sottopassante linea Ferroviaria.

Nel presente documento verrà affrontato il calcolo delle sollecitazioni trasmesse e le corrispondenti verifiche delle strutture costituenti la Spalla lato Trento (Spalla A). Si precisa che trattandosi della spalla con struttura in elevazione di altezza maggiore (di circa 0.45m) ed essendo le due spalle geometricamente identiche in pianta, le armature ottenute da tale calcolo si ritengono valide anche per la Spalla lato Modena (Spalla B).

Relativamente al comportamento del ponte nei confronti delle azioni sismiche si prevede di fissare gli impalcati a spalle e pile mediante isolatori elastomerici.

Si prevede, per entrambe le vie di corsa, un impalcato continuo a struttura mista con travi in acciaio e soletta superiore in conglomerato cementizio armato; la larghezza totale della soletta dell'impalcato si diversifica per le due vie di corsa data la presenza di barriere antirumore sulla via NORD, e precisamente si ha:

Via Sud: larghezza complessiva 16.83m (16.90m da asse tracciamento), dovuta dalla somma delle larghezze di due cordoli (0.55m lato esterno, 0.90m lato interno) e ad una superficie carrabile totale di 15.38m (3.60+3*3.75+0.53m);

Via Nord: larghezza complessiva 17.48m (17.55m da asse tracciamento), dovuta dalla somma delle larghezze di due cordoli (1.20m lato esterno, 0.90m lato interno) e ad una superficie carrabile totale di 15.38m ($3.60+3*3.75+0.53m$);

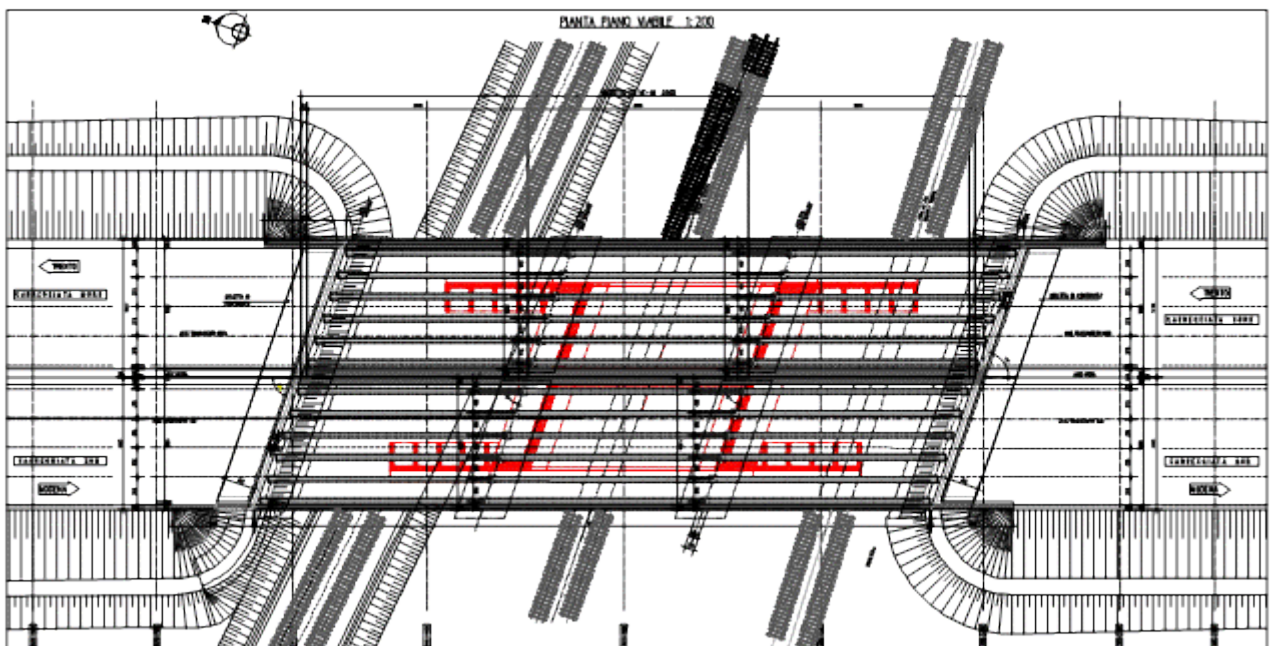
La pendenza trasversale della carreggiata ha un valore costante del 2.50%.

Le due vie di corsa si differenziano sostanzialmente per la larghezza dell'impalcato, mentre interasse e numero di travi coincidono: le travi, in numero di 6, sono alte 110cm.

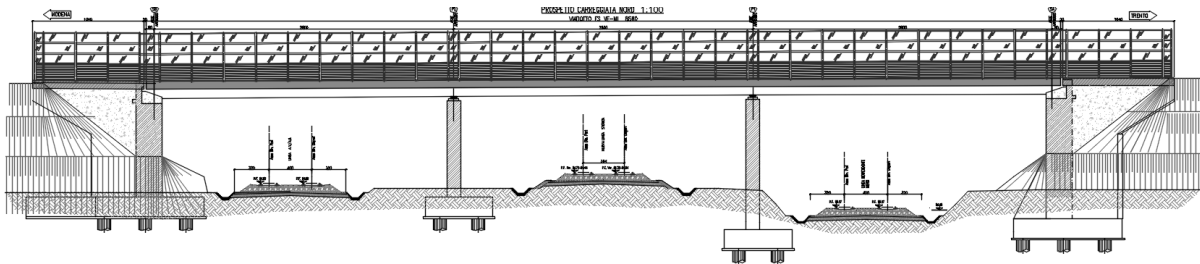
Le due spalle in progetto (Spalla A e Spalla B) sono di tipo classico, con fondazione a platea su pali, separata per ciascuna via di corsa a fini esecutivi (infissione di palancole a sostegno di una scavo parziale del terreno). La rimanente struttura della spalla, a partire dal fusto, è anch'essa separata per le due vie di corsa. La variabilità altimetrica del fusto deriva dalla necessità di assicurare una corretta pendenza. La geometria in pianta della spalla risulta infine influenzata dall'obliquità del ponte pari a 19°.

L'allargamento del cavalcavia comporta sei fasi realizzative coordinate con gli interventi sulle altre opere del tratto in oggetto, durante le quali deve essere mantenuto il traffico e data l'importanza strategica della strada in cui si colloca il sovrappasso si rende necessario garantire un minimo di n.2 corsie per senso di marcia: tali fasi sono descritte esplicitamente nella "Relazione Tecnica Illustrativa" nell'apposito paragrafo.

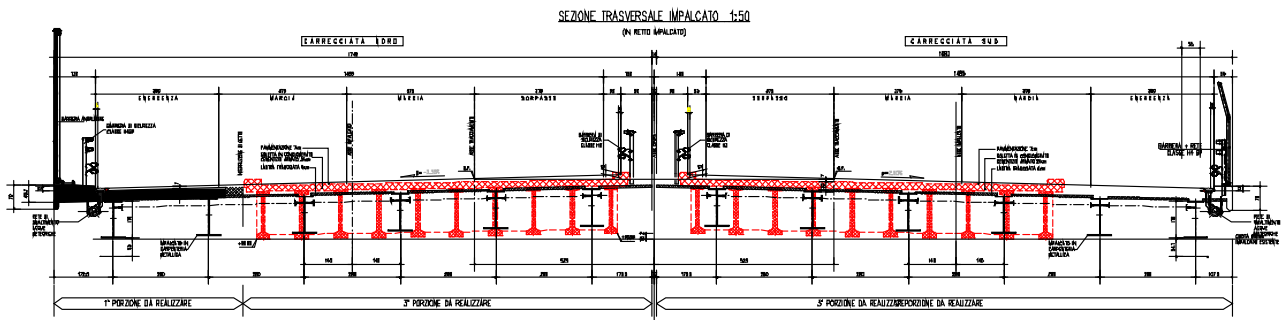
Si riporta di seguito lo schema grafico della spalla in questione.



Pianta impalcato



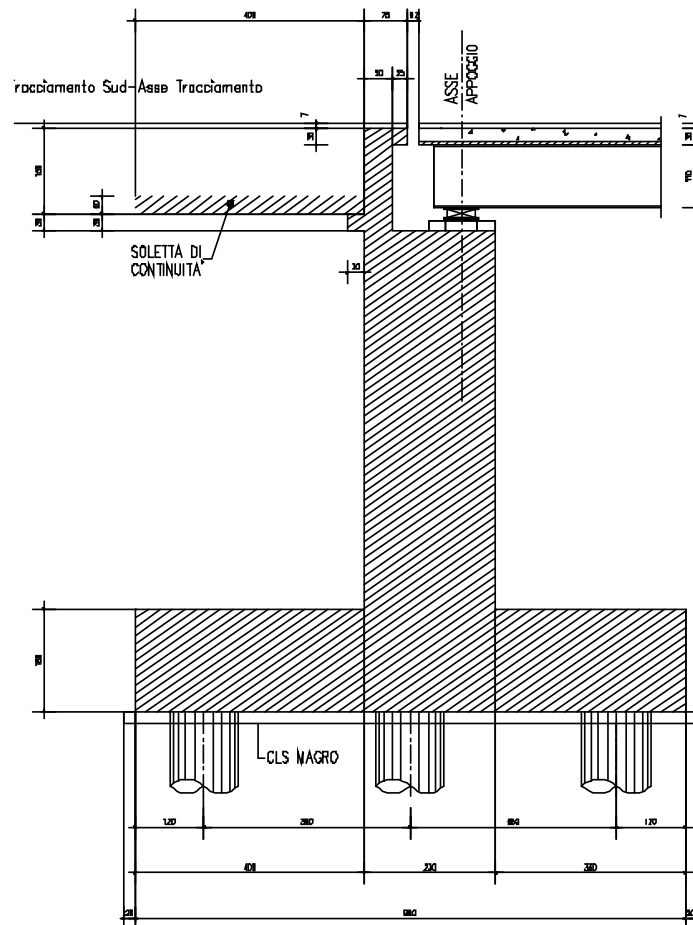
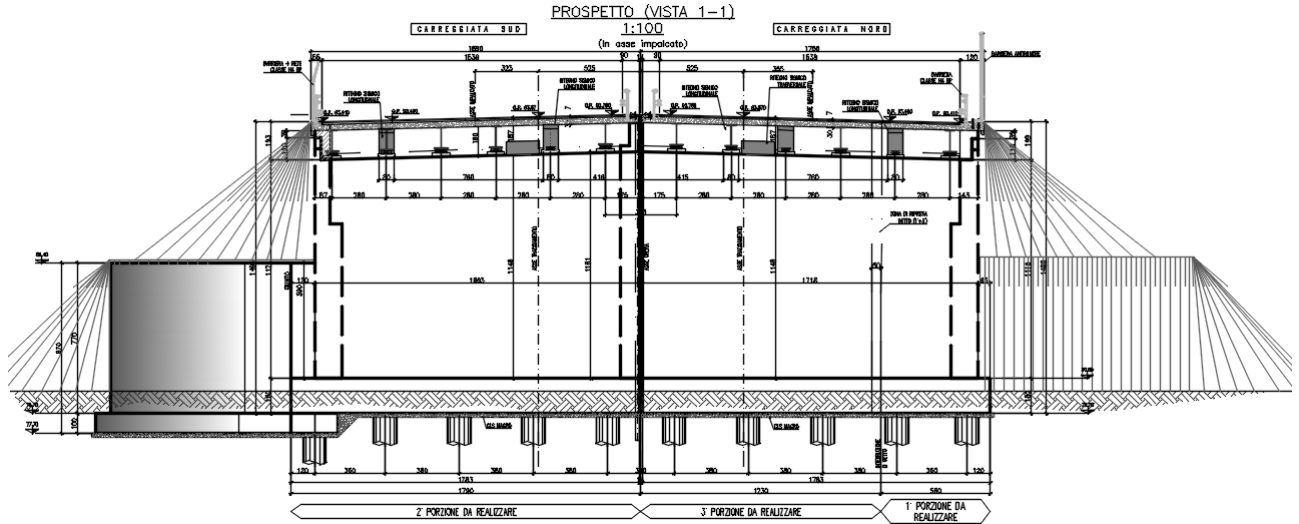
Sezione longitudinale



Sezione trasversale

1.2 ELEMENTI STRUTTURALI

La geometria in pianta delle spalle del ponte (Spalle A e B) risulta fortemente influenzata dalla sua obliquità pari a 19° . Ciascuna struttura è costituita da: due fondazioni separate a platea di spessore pari a 1.8m fondate complessivamente su 30 pali di diametro $\phi=1200\text{mm}$ e lunghezza pari a 20m. La rimanente struttura della spalla, a partire dal fusto, è anch'essa separata per le due vie di corsa. Il fusto ha spessore 2.30m e presenta una variabilità altimetrica dettata dalla necessità di assicurare una corretta pendenza trasversale (dal centro verso l'esterno pari a 2.5%). I risvolti hanno spessore pari a 1.40m per il primo tratto di altezza 4.00m e poi lo spessore scende a 0.90m. Il paraghiaia, di altezza costante pari a 1.8m, ha spessore costante di 0.5m. Per evitare l'ingresso della terra nella zona appoggi si è optato per una struttura di protezione dotata di un'apposita forma e di spessore 0.30m. Infine, per contenere il terreno durante lo scavo laterale delle fondazioni si sono inseriti in progetto appositi muri d'ala di altezza pari a quella della fondazione, spessore 0.40m e con fondazione giuntata a quella della spalla di larghezza pari a 3.80m.



Spalla - Prospetto in asse impalcato e sezione trasversale in retto alla direzione spalla

	LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST					
RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI	COMMESSA IN10	LOTTO 10	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO IV0107001	REV. A	FOGLIO 8 di 100

1.2.1 METODO DI CALCOLO

La sicurezza strutturale è verificata tramite il metodo semiprobabilistico agli stati limite, applicando il DM17/01/2018 “Norme Tecniche per le costruzioni” e relative Istruzioni.

In particolare viene verificata la sicurezza sia nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) sia nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE).

1.2.2 CRITERI E DEFINIZIONE DELL’AZIONE SISMICA

L’effetto dell’azione sismica di progetto sull’opera nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, la struttura di fondazione, gli elementi strutturali e non, nonché gli impianti, deve rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1, i cui requisiti di sicurezza sono indicati nel § 7.1 della norma.

Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

nei confronti degli stati limite di esercizio siano rispettate le verifiche relative al solo Stato Limite di Danno;

nei confronti degli stati limite ultimi siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel § 7 e siano soddisfatte le verifiche relative al solo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Per Stato Limite di Danno (SLD) s’intende che l’opera, nel suo complesso, a seguito del terremoto, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non provocare rischi agli utenti e non compromette significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali. Lo stato limite di esercizio comporta la verifica delle tensioni di lavoro, come riportato al § 4.1.2.2.5.

Per Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) si intende che l’opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidità) nei confronti delle azioni verticali.

Gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l’opera a realizzarsi deve assolvere durante un evento sismico; nel caso di specie per la funzione che l’opera deve espletare nella sua vita utile, è significativo calcolare lo Stato Limite di Danno (SLD) per l’esercizio e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST					
	RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI	COMMESSA IN10	LOTTO 10	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO IV0107001	REV. A

IMPALCATO

Per quanto riguarda l'azione sismica, si fa riferimento alla relazione relativa all'impalcato.

PILE E SPALLE

Nel paragrafo § 7.9 della NTC2018, specifico per i ponti, si legge: *“La struttura del ponte deve essere concepita e dimensionata in modo tale che sotto l'azione sismica di progetto per lo SLV essa dia luogo alla formazione di un meccanismo dissipativo stabile, nel quale la dissipazione sia limitata alle spalle o ad appositi apparecchi dissipativi”....“Gli elementi ai quali non viene richiesta capacità dissipativa e devono, quindi, mantenere un comportamento sostanzialmente elastico sono: l'impalcato, gli apparecchi di appoggio, le strutture di fondazione ed il terreno da esse interessato, le spalle se sostengono l'impalcato attraverso appoggi mobili o deformabili. A tal fine si adotta il criterio della “gerarchia delle resistenze”...”.*

Essendo le pile e le palle sede di dispositivi elastomerici, secondo quanto prescritto dalla normativa vigente (punto § 7.10.2), la sottostruttura deve mantenersi in campo elastico: a tal riguardo quindi, nel calcolo allo SLV, vengono eseguite le verifiche alle tensioni di esercizio (§ 4.1.2.2.5), assumendo come limite delle tensioni di esercizio quelle adottate per la combinazione caratteristica (rara). Tale condizione inoltre, in accordo al punto § 7.10.6.1., consente di ritenere soddisfatte anche le verifiche nei confronti dello SLD.

DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Per la definizione dell'azione sismica, occorre definire il periodo di riferimento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato.

La vita nominale (V_N) dell'opera è stata assunta pari a 100 anni.

La classe d'uso assunta è la IV ($C_u = 2.0$)

Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso vale:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 200 \text{ anni}$$

I valori di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente è:

$$P_{VR}(\text{SLV}) = 10\%$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R espresso in anni, vale:

$$T_R(\text{SLV}) = -\frac{V_r}{\ln(1 - P_{vr})} = 1898 \text{ anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma, è possibile definire i valori di a_g , F_0 , T^*_c .

a_g → accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di **categoria B**, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;

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;

S → coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_t);

L'opera ricade all'incirca alla Latitudine di 45°25'38 N e Longitudine 10°54'35 E, ad una quota di circa 84 m.s.m..

I valori delle caratteristiche sismiche (a_g , F_0 , T_c^*) per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita sono riportati di seguito:

I valori dei parametri a_g , F_0 , T_c^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL sono:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	120	0.087	2.443	0.262
SLD	201	0.111	2.408	0.271
SLV	1898	0.259	2.406	0.287
SLC	2475	0.286	2.381	0.289

Per le spalle il calcolo viene eseguito con il metodo dell'analisi statica equivalente, applicando come prescritto da normativa un'accelerazione pari ad $a_g S$.

Il sottosuolo su cui insiste l'opera può essere inserito nella categoria "B".

Il valore del coefficiente di amplificazione stratigrafico risulta:

S_s (SLV) ⇒ 1.150

S_T (SLV) ⇒ 1.000

L'accelerazione massima è valutata con la relazione

$$a_{\max}(\text{SLV}) = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 1.150 \cdot 0.259 = 0.298g \approx 0.300g$$

Le spinte delle terre sono calcolate mediante la formula di Mononobe e Okabe.

1.2.3 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al . 5.1.3.12 e 2.5.3 del D.M. 14/01/2008.

I carichi variabili sono stati suddivisi in carichi da traffico, vento e resistenza passiva dei vincoli; di conseguenza, le combinazioni sono state generate assumendo alternativamente ciascuno dei tre suddetti carichi come azione variabile di base.

Fra i carichi variabili si distinguono:

- Q carichi da traffico
- Q_T azioni termiche
- Q_w azione del vento

Inoltre, come indicato nella tabella 5.1.IV, sono stati identificati tre gruppi di azioni caratteristiche, corrispondenti rispettivamente ai carichi verticali, alla forza di frenamento e alla forza centrifuga. Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

1) – **Combinazione fondamentale**, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

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

2) – **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:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omissi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G₂.

	LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST					
	RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI	COMMESSA IN10	LOTTO 10	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO IV0107001	REV. A

Gli stati limite ultimi delle opere interrato si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso, determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono l'opera.

Le verifiche agli stati limite ultimi devono essere eseguiti in riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO): collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR): raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Le verifiche saranno condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 1", utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 5.1.V per i parametri geotecnici e le azioni, Tabella 6.2.II per i parametri del terreno, e Tabella 6.4.II e 6.4.IV per i parametri di resistenza per le opere di sostegno su fondazioni profonde (pali) .

OPERE DI FONDAZIONE – FONDAZIONI SU PALI (CAP.6.4.3)

Approccio 1

(A1+M1+R1) (verifica struttura)
 (A2+M1+R2) (verifica geotecnica)

Relativamente ai tiranti si farà riferimento ai seguenti parametri:

TIRANTI DI ANCORAGGIO (CAP.6.6)

(A1+M1+R3) (dimensionamento geotecnico)

Tabella 6.2.I/5.1.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0.90	1.00	1.00
	sfavorevoli		1.10	1.35	1.00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.35	1.35	1.15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0.90	1.00	1.00
	sfavorevoli		1.00 ⁽³⁾	1.00 ⁽⁴⁾	1.00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.20	1.20	1.00

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

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

⁽³⁾ 1.30 per instabilità in strutture con precompressione esterna.



LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA
LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA
NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0107001	A	13 di 100

⁽⁴⁾ 1.20 per effetti locali

Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.00	1.40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_{γ}	1.00	1.00

Tabella 6.4.II - Coefficienti parziali γ_s da applicare alle resistenze caratteristiche

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale ⁽¹⁾	γ_k	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

⁽¹⁾ da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{medio}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad (6.2.10)$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{medio}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad (6.2.11)$$

Tabella 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Per la verifica di portanza dei **tiranti** si fa riferimento a quanto indicato nelle tabelle seguenti

Tabella 6.6.I - Coefficienti parziali per la resistenza di ancoraggi

	SIMBOLO	COEFFICIENTE PARZIALE
Temporanei	$\gamma_{R_{a,t}}$	1,1
Permanenti	$\gamma_{R_{a,p}}$	1,2

Tabella 6.6.III: Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine.

numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥ 5
ξ_{a3}	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_{a4}	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

	LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST					
	RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI	COMMESSA IN10	LOTTO 10	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO IV0107001	REV. A

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi si definiscono le seguenti combinazioni:

- 1A) STR) $\Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$
 \Rightarrow (terreno non defattorizzato e spinta a riposo)
- 1B) GEO) $\Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$
 \Rightarrow (terreno non defattorizzato e spinta a riposo)
- 6) Eccezionale) $\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio si definiscono le seguenti combinazioni:

- 2) Rara) $\Rightarrow G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (fessurazione) si definiscono le seguenti combinazioni:

- 3) Frequente) $\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{1i} \cdot Q_{ki}$
- 4) Quasi permanente) $\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

Per la condizione sismica, le combinazioni per gli stati limite ultimi da prendere in considerazione sono le seguenti:

- 5A) STR) $\Rightarrow E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$
 \Rightarrow (terreno non defattorizzato e spinta attiva)

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

$$G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

I valori del coefficiente ψ_{2i} sono quelli riportati nella tabella 2.5.I della norma; la stessa propone nel caso di ponti, e più in generale per opere stradali, di assumere per i carichi dovuti al transito dei mezzi $\psi_{2i} = 0.2$ (condizione cautelativa). Data la natura dell'opera in progetto, così come previsto dalla norma, si assume $\psi_{2i} = 0.00$.

1.2.4 SISTEMA DI VINCOLAMENTO

PILE E SPALLE

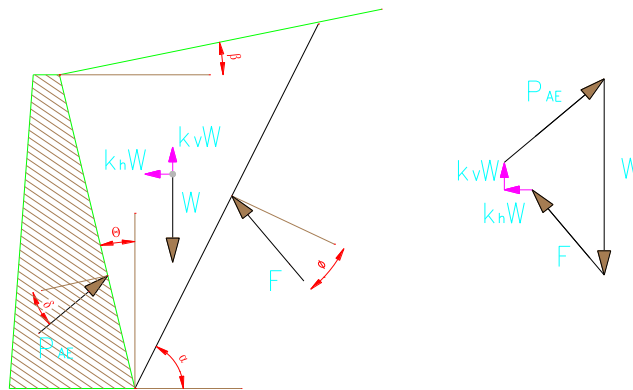
Il calcolo svolto nella condizione sismica è un'analisi statica equivalente, secondo quanto previsto dalla normativa di riferimento. Tale analisi è dipendente dalle caratteristiche dei dispositivi di isolamento ed in particolare dal valore della rigidezza orizzontale e dal coefficiente di smorzamento equivalente.

Le caratteristiche dei dispositivi ed in particolare i valori delle rigidezze orizzontali vengono considerate nel calcolo delle sollecitazioni degli elementi di sostegno dell'opera in condizioni

sismiche in un'analisi di tipo statico equivalente al fine della valutazione delle azioni sismiche ed in condizioni di esercizio per la ripartizione delle forze orizzontali tra i diversi elementi di sostegno. Le caratteristiche dei dispositivi di appoggio ed isolamento utilizzati per l'opera in oggetto, già descritte nella premessa, consentono la trasmissione delle azioni derivanti dall'impalcato proporzionalmente alle rigidità di pile e spalle.

1.2.5 VALUTAZIONE DELLE SPINTE DEL TERRENO

Il calcolo delle spinte del terreno (per le strutture di sostegno – spalle) verrà svolto considerando uno schema di "spinta a riposo" in condizioni di esercizio. In condizioni sismiche, invece, si considererà lo schema di spinta attiva con incremento dinamico secondo l'approccio di Mononobe-Okabe.



$$E_d = 1/2 \gamma^* (1 \pm k_v) K H^2 + E_{ws}$$

H : altezza del muro

E_{ws} : spinta idrostatica

γ^* : peso specifico del terreno

K : coefficiente di spinta del terreno (statico+dinamico)

$$\psi = \arctan (k_h / (1 \pm k_v)) =$$

$$k_{AE} = \frac{[\cos^2 (\phi - \theta - \psi)]}{[\cos \psi * \cos^2 \theta * \cos (\delta + \theta + \psi) * (1 + ((\sin (\delta + \phi) * \sin (\phi - \beta - \psi) / \cos (\delta + \theta + \psi) / \cos (\beta - \theta))^{1/2})^2]}$$

$$\Delta e_d = P_{AE (k_v)} - S_a$$

1.2.6 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Le verifiche degli elementi strutturali verranno svolte secondo quanto prescritto dalla normative in vigore (DM 14/01/2008); i limiti tensionali massimi assunti sono riportati nel paragrafo specifico relativo alle caratteristiche dei materiali.

Per la tipologia di vincolamento assunto (isolatori elastomerici) in condizioni sismiche le "sottostrutture" devono rimanere in campo elastico; si sono quindi effettuate le seguenti verifiche: allo stato limite ultimo per le condizioni di esercizio e di controllo del mantenimento del comportamento elastico dei materiali per le condizioni sismiche, nonché le verifiche a fessurazione per lo stato limite di esercizio.

1.3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

La presente relazione è inscindibile dagli elaborate grafici e dai seguenti documenti:

- Relazione Tecnica Descrittiva
- Relazione di Calcolo Soletta di completamento
- Relazione di Calcolo apparecchi di Appoggio e Giunti
- Relazione di Calcolo Spalle e Fondazioni
- Relazione di Calcolo Pile
- Relazione di Calcolo Muri d'ala
- Relazione di Calcolo Opere Provvisionali

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli sviluppati nel seguito sono svolti secondo il Metodo degli Stati Limite e nel rispetto della normativa vigente.

Ministero dei LL.PP – D.M. 17.01.2018

Circolare 21 Gennaio 2019 n.7

CNR – DT 207/2008

Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni.

**RFI DTC SI MA IFS 001 E Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II Sezione 2 –
PONTI E STRUTTURE**

EC3 - UNI EN 1993-1-1:2005

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Materiali come prescritti dal Decreto Ministeriale 17.01.2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni".

3.1 TABELLA RIASSUNTIVA CLASSI DI ESPOSIZIONE SECONDO NORMATIVA UNI EN 206-1

Tab 2

Classi di esposizione ambientale secondo UNI EN 206-1								
Classe di esposizione ambientale	Descrizione dell'ambiente di esposizione	Esempi di condizioni ambientali	UNI 9988	A/C massimo	Contenuto minimo di cemento kg/m ³	Rck minima N/mm ²	Contenuto minimo di aria %	Copriferro minimo Mm
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco								
XD	Molto secco	Cls per interni di edifici con umidità dell'aria molto bassa	1	-		C12/15	-	15
2 Composizione delle armature per effetto della carbonatazione								
XC1	Secco o permanentemente bagnato	Cls per interni di edifici con umidità relativa bassa o immerso in acqua	2a	0,65	260	C20/25	-	20
XC2	Bagnato, raramente secco	Superfici in cls a contatto con acqua per lungo tempo es. fondazioni	2a	0,60	280	C25/30	-	20
XC3	Umidità moderata	Cls per interni con umidità relativa moderata o alta e cls all'esterno protetto dalla pioggia	5a	0,55	280	C30/37	-	30
XC4	Ciclicamente bagnato ed asciutto	Superfici in cls a contatto con l'acqua, non nella classe XC2.	4a, 5b	0,50	300	C30/37	-	30
3 Composizione delle armature per effetto dei cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare								
XD1	Umidità moderata	Superfici in cls esposte a nebbia salina	5a	0,55	300*	C30/37	-	30
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Piscine; cls esposto ad acque industriali contenenti cloruri	4a, 5b	0,55	300	C30/37	-	30
XD3	Ciclicamente bagnato ed asciutto	Parti di ponti esposte a spruzzi contenenti cloruri, pavimentazioni di parcheggi	5c	0,45	320	C35/45	-	40
4 Composizione delle armature indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare								
XS1	Esposto alla nebbia salina ma non all'acqua di mare	Strutture prossime o sulla costa	4a, 5b	0,50	300	C30/37	-	30
XS2	Permanentemente sommerso	Parti di strutture marine	5c	0,45	320	C35/45	-	40
XS3	Zone esposte alle onde o alla marea	Parti di strutture marine	5c	0,45	340	C35/45	-	40
5 Attacco dei cicli di gelo/sgelo con o senza sali disgelanti								
XF1	Moderata saturazione d'acqua in assenza di sali disgelanti	Superfici verticali in cls esposte alla pioggia e al gelo	2b	0,55	300	C30/37	-	30
XF2	Moderata saturazione d'acqua in presenza di sali disgelanti	Superfici verticali in cls di strutture stradali esposte al gelo e nebbia dei sali disgelanti	3, 4b	0,55	300	C25/30	4,0 e aggregati resistenti al gelo/sgelo	30
XF3	Elevata saturazione d'acqua in assenza di sali disgelanti	Superfici orizzontali in cls esposte alla pioggia e al gelo	2b	0,50	320	C30/37	4,0 e aggregati resistenti al gelo/sgelo	30
XF4	Elevata saturazione d'acqua in presenza di sali disgelanti o acqua di mare	Strade e impalcati da ponte esposti ai sali disgelanti. Superfici in cls esposte direttamente a nebbia contenente sali disgelanti	3, 4b	0,45	340	C30/37	4,0 e aggregati resistenti al gelo/sgelo	40
6 Attacco chimico								
XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	5a	0,55	300	C30/37	-	30
XA2	Ambiente chimico moderatamente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	4*, 5b	0,50	320 cemento resistente ai solfati	C30/37	-	30
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	5c	0,45	360 cemento resistente ai solfati	C35/45	-	40

Conglomerato cementizio per elementi strutturali:

ELEMENTO	CLASSE DI ESPOSIZIONE	CLASSE DI RESISTENZA MINIMA (Mpa)	COPRIFERRO (mm)	CLASSE DI CONSISTENZA	RAPPORTO ACQUA/CEMENTO (+Aria %)	DIMENSIONE MASSIMA NOMINALE DEGLI AGGREGATI (mm)
PALI Φ >800mm	XC2	C25/30	60	S4	0.60	40
PLINTI - PLATEE	XC2	C25/30	40	S4	0.60	40
ELEVAZIONE SPALLE	XC4+XF2	C32/40	40	S4	0.50 (+4%)	32

(non si ritiene di applicare la classe XD3, poiché oltre ai sali disgelanti è prevista la situazione di gelo-disgelo (XF4) che costituisce l'unica causa della presenza di cloruri, né vi sono altre fonti da cui provengano cloruri, per questo motivo la classe di esposizione XD3 non appare nella Tabella).

3.2 PARAMETRI DI IDENTIFICAZIONE PER LA VERIFICA A FESSURAZIONE

Nel capitolo 4 del DM 17.01.2018 si identificano i parametri a cui fare riferimento per la verifica a fessurazione.

Tabella 4.LIII – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	XC0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 4.LIV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_4	Stato limite	w_4
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4.1, il valore di calcolo w_4 , è definito al § 4.1.2.2.4.6.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST					
	RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI	COMMESSA IN10	LOTTO 10	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO IV0107001	REV. A

Scheda riassuntiva parametri di fessurazione secondo DM2018:

ELEMENTO	Classe di esposizione	Gruppo di esigenza	Combinazione	w_d
PALI	XC2	a	frequente	0.4
			quasi permanente	0.3
PLINTI - PLATEE	XC2	a	frequente	0.4
			quasi permanente	0.3
ELEVAZIONE SPALLE	XC4+XF2	b	frequente	0.3
			quasi permanente	0.2
BAGGIOLI E RITEGNI	XC4+XF4	c	frequente	0.2
			quasi permanente	0.2

Le verifiche saranno comunque condotte secondo quanto prescritto **dall'Istruzione 44A di RFI**, in cui i valori limite di apertura delle fessure, per la **combinazione frequente** e per armature poco sensibili, sono i seguenti:

- $\delta_f \leq w_1$ per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.3 del DM 17.1.2018, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per tutte le zone non ispezionabili;
- $\delta_f \leq w_2$ per strutture in condizioni ambientali ordinarie secondo il citato paragrafo del DM 17.1.2018.

In ogni caso devono essere condotte le verifiche a fessurazione mediante calcolo diretto, ai sensi del D.M. 17.01.2018, p.to 4.1.2.2.4.6.

3.3 CALCESTRUZZO PER MAGRONE

Per il magrone di sottofondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe Rck 15.

3.4 CALCESTRUZZO PER PALI DI FONDAZIONE

Per la realizzazione dei pali di fondazione in cemento armato delle spalle, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe Rck ≥ 30 N/mm², che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	→ $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} =$	24.90 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	→ $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 =$	14.16 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione elastica	→ $\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} =$	15.00 N/mm ²
Resistenza a trazione media	→ $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} =$	2.56 N/mm ²
Resistenza a trazione	→ $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} =$	1.795 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.197 N/mm ²

3.5 CALCESTRUZZO PER OPERE DI FONDAZIONE

Per la realizzazione della platea di fondazione in cemento armato delle spalle, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe Rck ≥ 30 N/mm², che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	→ $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} =$	24.90 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	→ $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 =$	14.16 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione elastica	→ $\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} =$	15.00 N/mm ²

Resistenza a trazione media	→	$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3} =$	2.56 N/mm ²
Resistenza a trazione	→	$f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} =$	1.795 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	→	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.197 N/mm ²

3.6 CALCESTRUZZO PER OPERE DI ELEVAZIONE

Per la realizzazione delle opere di elevazione in cemento armato delle spalle, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe Rck ≥ 40 N/mm², che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	→	$f_{ck} = 0.83 * R_{ck} =$	33.20 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	→	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * f_{ck} / 1.5 =$	18.81 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione elastica	→	$\sigma_c = 0.60 * f_{ck} =$	19.92 N/mm ²
Resistenza a trazione media	→	$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3} =$	3.10 N/mm ²
Resistenza a trazione	→	$f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} =$	2.169 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	→	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.446 N/mm ²

3.7 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento, che presentano le seguenti caratteristiche:

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento f_y	≥ 450 MPa
Limite di rottura f_t	≥ 540 MPa
Allungamento totale al carico massimo A_{gt}	$\geq 7\%$
Rapporto f_t/f_y	$1,13 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto f_y misurato / f_y nom	$\leq 1,25$

Tensione di snervamento caratteristica	→	$f_{yk} \geq$	450.00 N/mm ²
Tensione caratteristica a rottura	→	$f_{tk} \geq$	540.00 N/mm ²
Tensione di calcolo elastica	→	$\sigma_c = 0.80 * f_{yk} =$	360.00 N/mm ²
Fattore di sicurezza acciaio	→	$\gamma_s =$	1.15
Resistenza a trazione di calcolo	→	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	391.30 N/mm ²

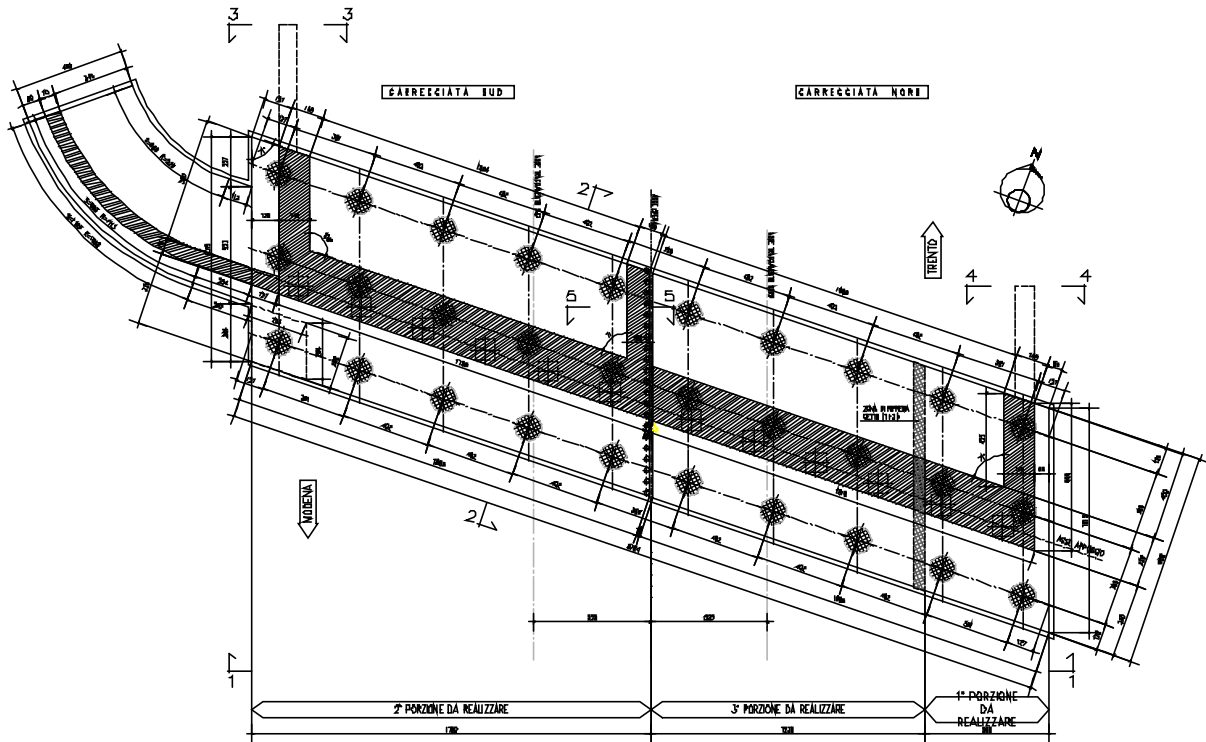
3.8 COPRIFERRI

Pile e Spalle - Si adottano copriferri pari a:

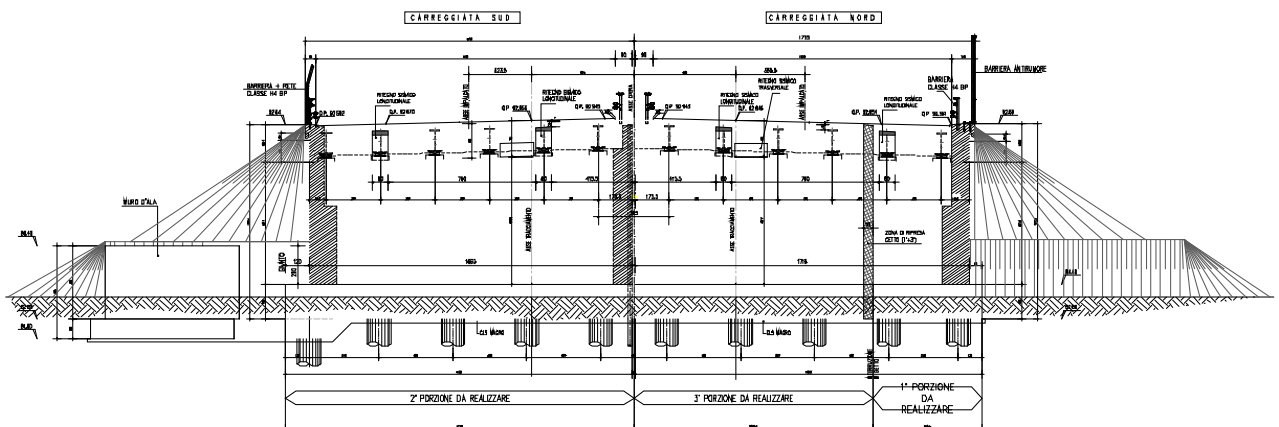
	Copriferro - c_{min} [mm]
FONDAZIONI	
Pali $\phi \geq 800$ mm	60
Platea	40
ELEVAZIONE	
Fusti / Risvolti / Orecchie	40
Baggioli	40
Cordoli	40

4 GEOMETRIA DELLA STRUTTURA

La geometria è quella riportata nelle seguenti figure.



Pianta fondazioni e spiccatp elevazione



Vista frontale in retto impalcato

5 STRATIGRAFIA DI PROGETTO

Basandosi sui risultati delle indagini geotecniche ai fini del calcolo della capacità portante del palo e dei manufatti a contatto con il terreno è stata considerata la seguente stratigrafia:

- Strato n.1 in ghiaia sabbiosa umida presente da quota 0.00m a quota -9.00m
 $c_u=0.0$
 $\phi'=40^\circ$
 $\gamma=19 \text{ kN/m}^3$
- Strato n.2 in ghiaia sabbiosa nocciola presente da quota -9.00m a quota -35.00m
 $c_u=0.0$
 $\phi'=40^\circ$
 $\gamma=19 \text{ kN/m}^3$

6 CALCOLO DELLA STRUTTURA

Di seguito, vengono riportate le verifiche delle strutture costituenti la spalla in oggetto; esse sono state condotte utilizzando gli usuali metodi di verifica adottati per tali strutture, nel pieno rispetto delle normative vigenti in materia.

6.1 SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA

Per la valutazione delle sollecitazioni sulle strutture facenti parte della spalla si è fatto ricorso ad un modello di calcolo con l'elaboratore, utilizzando il programma di calcolo agli elementi finiti Sap2000 della CSI.

Si sono implementati i singoli elementi strutturali come di seguito descritto.

6.1.1 SPALLA

La spalla è l'elemento principale di verifica: è quindi stata implementata come struttura ogni sua parte.

I pali sono schematizzati mediante link, con una rigidezza k sotto riportata, relativa ad ogni singolo palo.

$$E_c := 31476000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Calcestruzzo C 25 / 30}$$

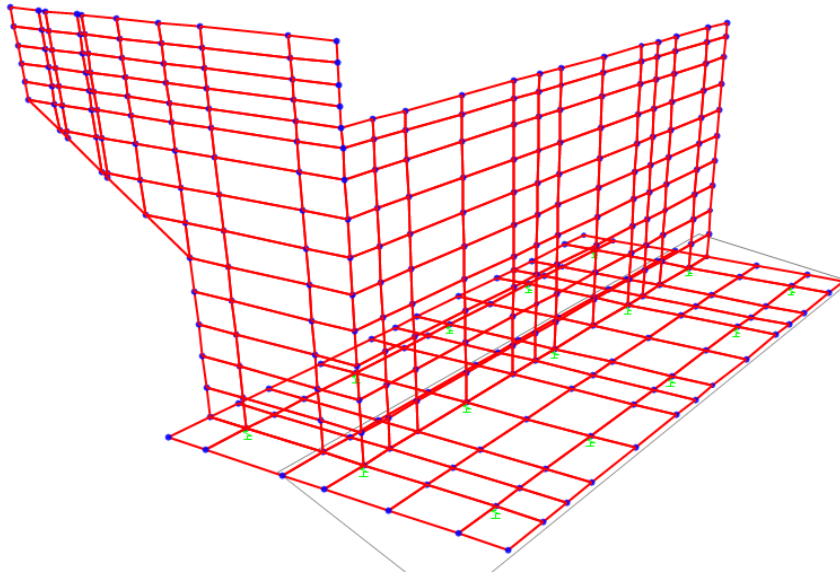
$$\phi_{PALO} := 1,2 \text{ m}$$

$$L := 20 \text{ m} \quad \text{lunghezza palo}$$

$$A_{PALO} := \frac{\pi \cdot \phi_{PALO}^2}{4} = 1,13 \text{ m}^2$$

$$K := \frac{E_c \cdot A_{PALO}}{L} = 1779925,867 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

La fondazione a platea, i muri di risvolto e il muro paragliaia sono stati schematizzati come elementi shell di spessore corrispondente a quelli reali.



6.2 DATI PER ANALISI SISMICA

L'analisi sismica è stata condotta secondo il metodo dell'Analisi Statica Equivalente.

Come si è già ripetuto la struttura della spalla deve conservare sotto l'azione sismica un comportamento elastico, quindi senza innesco di sistemi dissipativi (cerniere plastiche stabili). Le verifiche sismiche delle spalle da ponte possono essere eseguite applicando l'azione sismica (azione statica equivalente) indipendentemente nelle due direzioni orizzontali, rispettivamente trasversale e longitudinale e combinandole successivamente tra di loro.

Gli effetti massimi generati dalle due componenti sismiche ai fini delle verifiche di resistenza allo SLU, possono essere ottenuti utilizzando come azione di progetto:

$$\gamma_1 \times E + G_k + P_k$$

Le combinazioni delle azioni dovute alle due componenti orizzontali sono ottenute utilizzando come azione di progetto (§ 7.3.5), la combinazione più sfavorevole tra:

$$E_L = A_{EL} + 0.30 A_{ET}$$

$$E_T = A_{ET} + 0.30 A_{EL}$$

Per il calcolo delle forze d'inerzia agenti sulla spalla, vengono considerati i contributi di tutte le sue parti nonché del terreno imbarcato.

6.3 COMBINAZIONI DI CARICO

1A) *Carichi elementari combinazione AI-MI (terreno non defattorizzato e spinta a riposo)*

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

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0107001	A	28 di 100

1B) Carichi elementari combinazione A2-M1 (terreno non defattorizzato e spinta a riposo)

$$\gamma_{G1} * G_1 + \gamma_{G2} * G_2 + \gamma_P * P + \gamma_{Q1} * Q_{k1} + \gamma_{Q2} * \psi_2 * Q_{k2} + \gamma_{Q3} * \psi_3 * Q_{k3} + \dots$$

2) SLE - Combinazione caratteristica rara $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} * Q_{k2} + \psi_{03} * Q_{k3} + \dots$

3) SLE - Combinazione frequente $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} Q_{k1} + \psi_{22} * Q_{k2} + \psi_{23} * Q_{k3} + \dots$

4) SLE - Quasi Permanente $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} * Q_{k2} + \psi_{23} * Q_{k3} + \dots$

5A) Carichi elementari combinazione sismica (terreno non defattorizzato e spinta attiva) (A1M1)

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

5B) Carichi elementari combinazione sismica (terreno non defattorizzato e spinta attiva) (A2M1)

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

6.4 AZIONI

6.4.1 AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO

6.4.1.1 CARICHI IN CORRISPONDENZA DEGLI APPOGGI

Le azioni provenienti dalle travi principali e dai traversi sono state determinate dai modelli precedentemente descritti e la forza verticale di reazione è pari a 2480kN.

6.4.1.2 AZIONE DI FRENAMENTO

L'azione di frenatura si distribuisce sulle pile e sulle spalle in maniera direttamente proporzionale alle rigidità degli appoggi che le collegano all'impalcato.

La forza totale di frenatura sull'impalcato di una via di corsa è pari a:

$$F_{fren} = 0.6 \cdot (2Q_{1K}) + 0.10q_{1K} \cdot w_1 \cdot L = 590.31 \text{ kN}$$

Le rigidità degli appoggi sono pari a:

			Rigidità	App.
$K_{i,S} =$	2.41	kN/mm	Rigidità	App.
$K_{i,P} =$	1.65	kN/mm	Rigidità	App. Pila
$K_{TOT} =$	48.72	kN/mm	Rigidità	Totale

Lo spostamento e lo scorrimento angolare dovuto alla frenatura sarà pari a

$$\Delta L_{fren} = F_{fren} / K_{TOT} = 12.12 \text{ mm}$$

$$\gamma_{fren,S} = \Delta L_{fren} / t_{e,S} = 0.22$$

$$\gamma_{fren,P} = \Delta L_{fren} / t_{e,P} = 0.20$$

$$G_{din}(\gamma) / G_{din}(\gamma=1) \text{ Spalla} = 1.57$$

$$G_{din}(\gamma) / G_{din}(\gamma=1) \text{ Pila} = 1.64$$

$$G_S = G_{din}(\gamma) / G_{din}(\gamma=1) \cdot G = 2.20 \text{ N/mm}^2$$

$$G_P = G_{din}(\gamma) / G_{din}(\gamma=1) \cdot G = 2.30 \text{ N/mm}^2$$

Le rigidità calcolate iterativamente in funzione dello scorrimento sono pari a:

			Rigidità	App.
$K_{i,S} =$	8.71	kN/mm	Rigidità	App.
			Spalla	

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0107001	A	30 di 100

$K_{i,P} =$	6.03	kN/mm	Rigidezza App. Pila
$K_{TOT} =$	176.82	kN/mm	Rigidezza Totale

Ne consegue che le forze sui singoli appoggi delle spalle e delle pile dovute ad una sola via di corsa sono pari a:

$F_{i,S} = F * K_{i,S} / (K_{i,S} + K_{i,P}) :$	29.07	kN
$n_{app,S} =$		
$F_{i,P} = F * K_{i,P} / (K_{i,S} + K_{i,P}) :$	20.12	kN
$n_{app,P} =$		

Lo spostamento e lo scorrimento angolare dovuto alla frenatura sarà pari a

$\Delta L_{fren} = F_{fren} / K_{TOT} =$	3.34	mm
$\gamma_{fren,S} = DL_{fren} / t_{e,S} =$	0.06	
$\gamma_{fren,P} = DL_{fren} / t_{e,P} =$	0.06	
$G_{din}(\gamma) / G_{din}(\gamma=1)$ Spalla =	2.58	
$G_{din}(\gamma) / G_{din}(\gamma=1)$ Pila =	2.61	
$G_S = G_{din}(\gamma) / G_{din}(\gamma=1) * G =$	3.61	N/mm ²
$G_P = G_{din}(\gamma) / G_{din}(\gamma=1) * G =$	3.65	N/mm ²

6.4.1.3 AZIONE DEL VENTO

Forza vento complessiva

$F_{ven} = V * L_c =$	941.6	kN
-----------------------	--------------	----

Le rigidezze degli appoggi sono pari a:

$K_{i,S} =$	2.41	kN/mm	Rigidezza App. Spalla
$K_{i,P} =$	1.65	kN/mm	Rigidezza App. Pila
$K_{TOT} =$	48.72	kN/mm	Rigidezza Totale

Lo spostamento e lo scorrimento angolare dovuto al vento sarà pari a

$\Delta L_{ven} = F_{ven} / K_{TOT} =$	19.33	mm
$\gamma_{ven,S} = \Delta L_{ven} / t_{e,S} =$	0.35	
$\gamma_{ven,P} = \Delta L_{ven} / t_{e,P} =$	0.32	
$G_{din}(\gamma) / G_{din}(\gamma=1)$ Spalla =	1.41	

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0107001	A	31 di 100

$G_{din}(\gamma)/G_{din}(\gamma=1)$ Pila =	1.44	
$G_S = G_{din}(\gamma)/G_{din}(\gamma=1) * G =$	1.97	N/mm ²
$G_P = G_{din}(\gamma)/G_{din}(\gamma=1) * G =$	2.01	N/mm ²

Le rigidezze calcolate iterativamente in funzione dello scorrimento sono pari a:

$K_{i,S} =$	7.54	kN/mm	Rigidezza	App.
$K_{i,P} =$	5.27	kN/mm	Spalla	
$K_{TOT} =$	153.81	kN/mm	Rigidezza App. Pila	
			Rigidezza Totale	

Ne consegue che le forze sui singoli appoggi delle spalle e delle pile dovute ad una sola via di corsa sono pari a:

$F_{i,S} = F * K_{i,S} / (K_{i,S} + K_{i,P}) :$	46.18	kN
$n_{app,S} =$		
$F_{i,P} = F * K_{i,P} / (K_{i,S} + K_{i,P}) :$	32.28	kN
$n_{app,P} =$		

Lo spostamento e lo scorrimento angolare dovuto alla frenatura sarà pari a

$\Delta L_{ven} = F_{ven} / K_{TOT} =$	6.12	mm
$\gamma_{ven,S} = \Delta L_{ven} / t_{e,S} =$	0.11	
$\gamma_{ven,P} = \Delta L_{ven} / t_{e,P} =$	0.10	

$G_{din}(\gamma)/G_{din}(\gamma=1)$ Spalla =	2.24	
$G_{din}(\gamma)/G_{din}(\gamma=1)$ Pila =	2.28	
$G_S = G_{din}(\gamma)/G_{din}(\gamma=1) * G =$	3.13	N/mm ²
$G_P = G_{din}(\gamma)/G_{din}(\gamma=1) * G =$	3.20	N/mm ²

6.4.1.4 AZIONE SISMICA

Modulo di Taglio G	1.4	N/mm ²
Smorzamento ξ	16	%
$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} =$	0.690	
$A_{app,S} =$	96211	mm ²
$A_{app,P} =$	70686	mm ²
Periodo T		
$T = 2 * \pi * (M/\Sigma K)^{1/2}$	1.295	s

Spettro di risposta

Elastico SLV

$S_e(SLV) =$ **0.155** g (da spettro specifico di zona)

Le rigidezze vengono calcolate in modo iterativo: $K_i = G_{din}(g)/G_{din}(g=1) * K_0$

Rigidezza App. Spalla **2.41** kN/mm

$K_{i,S} =$

Rigidezza App. Pila **1.65** kN/mm

$K_{i,P} =$

Rigidezza Totale **48.72** kN/mm

$K_{TOT} =$

La forza sismica complessiva è quindi pari a

$F_{sis} = M * S_e =$ **3214.32** kN

Forza sismica sul singolo appoggio Spalla

$F_{sis,i,S} = F_{sis} * (K_{i,S} / (K_{i,S} + K_{i,P}))$ **159.00** kN

: $n_{app,S} =$

Forza sismica sul singolo

appoggio Pila

$F_{sis,i,P} = F_{sis} * (K_{i,P} / (K_{i,S} + K_{i,P}))$ **108.86** kN

: $n_{app,P} =$

Lo spostamento e lo scorrimento angolare dovuto a questa forza sarà pari

a

$\Delta L_{sis} = F_{sis} / K_{TOT} =$ **65.98** mm

$\gamma_{sis,S} = \Delta L_{sis} / t_{e,S} =$ **1.18**

$\gamma_{sis,P} = \Delta L_{sis} / t_{e,P} =$ **1.10**

$G_{din}(\gamma)/G_{din}(\gamma=1)$ Spalla = **1.00**

$G_{din}(\gamma)/G_{din}(\gamma=1)$ Pila = **1.00**

$\xi(\gamma)/\xi(\gamma=1)$ Spalla = **0.98** ≈ 1 OK

$\xi(\gamma)/\xi(\gamma=1)$ Pila = **0.99** ≈ 1 OK

Spettro di risposta

Elastico SLC

$S_e(\text{SLC}) =$ **0.168** g (da spettro specifico di zona)

Le rigidezze vengono calcolate in modo iterativo: $K_i = G_{\text{din}}(\gamma)/G_{\text{din}}(\gamma=1) * K_0$

Rigidezza App. Spalla **2.41** kN/mm

$K_{i,S} =$

Rigidezza App. Pila **1.65** kN/mm

$K_{i,P} =$

Rigidezza Totale **48.72** kN/mm

$K_{\text{TOT}} =$

La forza sismica complessiva è quindi pari a

$F_{\text{sis}} = M * S_e =$ **3476.98** kN

Forza sismica sul singolo appoggio Spalla

$F_{\text{sis},i,S} = F_{\text{sis}} * (K_{i,S} / (K_{i,S} + K_{i,P}))$ **171.99** kN

: $n_{\text{app},S} =$

Forza sismica sul singolo

appoggio Pila

$F_{\text{sis},i,P} = F_{\text{sis}} * (K_{i,P} / (K_{i,S} + K_{i,P}))$ **117.75** kN

: $n_{\text{app},P} =$

Lo spostamento e lo scorrimento angolare dovuto a questa forze sarà pari a

$\Delta L_{\text{sis}} = F_{\text{sis}} / K_{\text{TOT}} =$ **71.37** mm

$\gamma_{\text{sis},S} = \Delta L_{\text{sis}} / t_{e,S} =$ **1.27**

$\gamma_{\text{sis},P} = \Delta L_{\text{sis}} / t_{e,P} =$ **1.19**

$G_{\text{din}}(\gamma)/G_{\text{din}}(\gamma=1)$ Spalla = **1.00**

$G_{\text{din}}(\gamma)/G_{\text{din}}(\gamma=1)$ Pila = **1.00**

$\xi(\gamma)/\xi(\gamma=1)$ Spalla = **0.97** ≈ 1 OK

$$\xi(\gamma)/\xi(\gamma=1) \text{ Pila} = \mathbf{0.98} \quad \approx \mathbf{1 \text{ OK}}$$

6.4.1.5 AZIONE TERMICA

Si sono considerati i seguenti dati:

T =	20	°C	Temperatura media
$\Delta T =$	30	°C	Variazione termica;
$T_1 = T + \Delta T =$	50	°C	Temperatura limite appoggio
c =	0.959		Incremento rigidezze per temperatura
$\alpha =$	1.20E-		Coefficiente di dilatazione termica;
$L_s =$	05	°C ⁻¹	
$L_p =$	42.00	m	Luce di influenza spalla;
	14.00	m	Luce di influenza pila;

Si calcolano quindi le variazioni di lunghezza dell'impalcato sulla spalla e sulla pila:

$\Delta L_{Spalla} =$	15.12	mm
$\Delta L_{Pila} =$	5.04	mm

Noti gli spostamenti in sommità degli appoggi si possono calcolare gli scorrimenti:

$\gamma_{Spalla} = \Delta L_{Spalla} / t_{e,S} =$	0.270
$\gamma_{Pila} = \Delta L_{Pila} / t_{e,P} =$	0.084

$G_{din}(\gamma)/G_{din}(\gamma=1) \text{ Spalla} =$	1.50	
$G_{din}(\gamma)/G_{din}(\gamma=1) \text{ Pila} =$	2.41	
$G_S = G_{din}(\gamma)/G_{din}(\gamma=1) * G =$	2.10	N/mm ²
$G_P = G_{din}(\gamma)/G_{din}(\gamma=1) * G =$	3.37	N/mm ²

Da cui si ricava la tensione tangenziale:

$\tau_{Spalla} = c * G_S * \gamma_{Spalla} =$	0.545	N/mm ²
$\tau_{Pila} = c * G_P * \gamma_{Pila} =$	0.272	N/mm ²

E la forza orizzontale applicata ad ogni singolo appoggio:

$H_{Spalla} = \tau_{Spalla} * A_{app,S} =$	52.44	kN
$H_{Pila} = \tau_{Pila} * A_{app,P} =$	19.21	kN

6.4.2 AZIONI RELATIVE ALLA SPALLA

6.4.2.1 PESO PROPRIO

Avendo effettuato l'implementazione con un modello di calcolo che schematizza gli elementi strutturali sia in termini di geometria, sia in termini di rigidezza, il peso proprio degli elementi costituenti la spalla è applicato in automatico dal programma di calcolo, assumendo come peso specifico dell'elemento calcestruzzo il valore:

$$\gamma_{cls} = 25.0 \text{ kN/m}^3$$

6.4.2.2 SPINTA DELLE TERRE

6.4.2.2.1 Spinta Del Terreno Di Monte

Si prevede un riempimento con terreno di buona qualità, con strati drenanti a ridosso della spalla. Si assumono quindi i parametri geotecnici indicati nella tabella riportata di seguito.

Il diagramma delle pressioni è triangolare con valore massimo alla base:

SPINTA DELLE TERRE

Spinta del terreno a monte

peso di volume	γ	kN/m ³	19.00
angolo di attrito M1	ϕ_{M1}	°	35.00

COMBINAZIONE MI

Coefficiente di spinta a riposo	$k_r = 1 - \text{sen } \phi =$		0.426
---------------------------------	--------------------------------	--	--------------

SPALLA

	altezza totale della spalla+ 1/2 fondazione	$H_{tot} =$	m	9.30
A2.a)	pressione massima alla base	$p_1 =$	kN/m ²	75.35
	spinta massima	$S_1 =$	kN/m	-350.37
	agente alla quota da intradosso fondazione	$h_1 =$	m	3.100
	<i>RISVOLTO SX</i>			
	altezza totale della spalla+ 1/2 fondazione	$H_{tot} =$	m	9.30
A2.a)	pressione massima alla base	$p_1 =$	kN/m ²	75.35
	spinta massima	$S_1 =$	kN/m	-350.37
	agente alla quota da intradosso fondazione	$h_1 =$	m	3.100
	<i>RISVOLTO DX</i>			
A2.a)	altezza totale della spalla+ 1/2 fondazione	$H_{tot} =$	m	9.30
	pressione massima alla base	$p_1 =$	kN/m ²	75.35
	spinta massima	$S_1 =$	kN/m	-350.37
	agente alla quota da intradosso fondazione	$h_1 =$	m	3.100

6.4.2.2.2 Spinta Relativa Del Sovraccarico Sul Terrapieno

Secondo quanto indicato nella Circolare 21 gennaio 2019, n. 617 (Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018) § C5.1.3.3.7.1 (Carichi verticali da traffico su rilevati e su terrapieni adiacenti al ponte), ai fini del calcolo delle spalle, dei muri d'ala e delle altre parti del ponte a contatto con il terreno, sul rilevato o sul terrapieno si può

considerare applicato lo schema di carico 1, in cui per semplicità, i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga 3,0 m e lunga 2,20 m. In un rilevato correttamente consolidato, si può assumere una diffusione del carico con angolo di 30°. Ai fini del calcolo delle spalle, dei muri d'ala e dei muri laterali, i carichi orizzontali da traffico sui rilevati o sui terrapieni possono essere considerati assenti.

Si è quindi assunto un carico uniforme medio individuato come somma dei carichi dello schema 1, diffusi con un angolo di 30° fino a metà altezza del fusto spalla, pensati applicati in sommità spalla

Si considerano due condizioni di carico sul terrapieno

sovraccarico concomitante con impalcato carico	kN/m ²	9.00
sovraccarico concomitante con impalcato scarico	kN/m ²	20.00

COMBINAZIONE MI

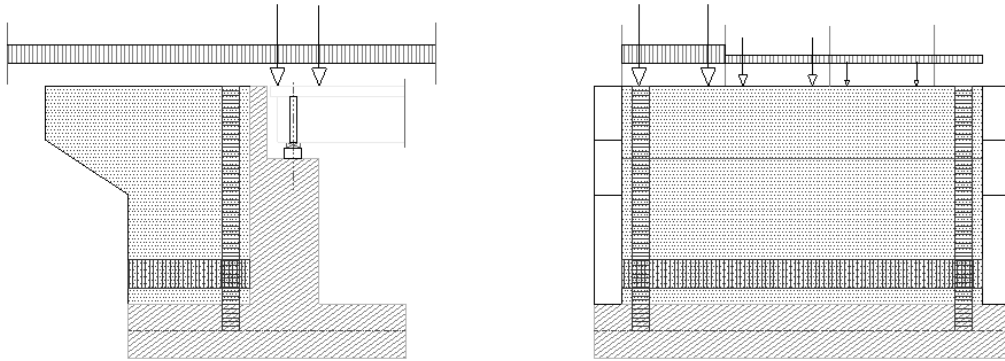
D.a) pressione concomitante con impalcato carico	$p_{2a} =$	kN/m ²	3.84
E.a) pressione concomitante con impalcato scarico	$p_{2b} =$	kN/m ²	8.53
Spinta concomitante con impalcato carico	$S_{2a} =$	kN	-1229.58
Spinta concomitante con impalcato scarico	$S_{2b} =$	kN	-2732.39
Spinta agente alla quota da intradosso fondazione	$h_1 =$	m	4.65

Il diagramma delle pressioni, considerando la spinta riposo, è rettangolare.

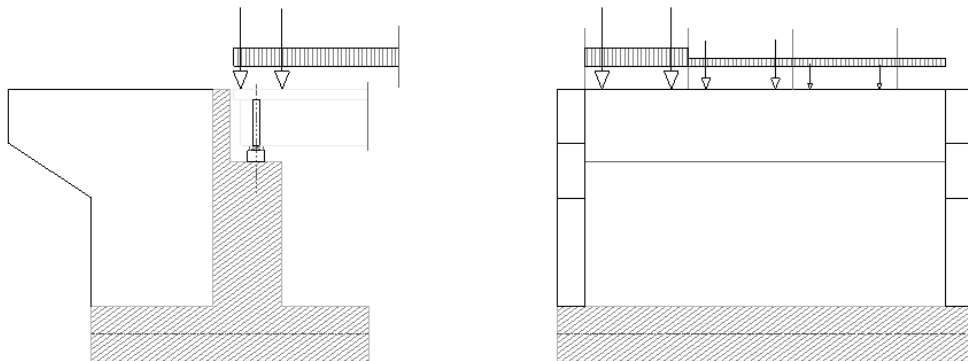
Si sono considerate le seguenti 4 combinazioni relative il sovraccarico (vedasi anche schema grafico):

- a Carichi rilevato ed impalcato contemporaneamente (strutt.+pavim.)
- b Carichi solo impalcato
- c Carichi solo rilevato + Permanenti portati (Impalcato: struttura+pavimentazione)
- d Assenza di impalcato

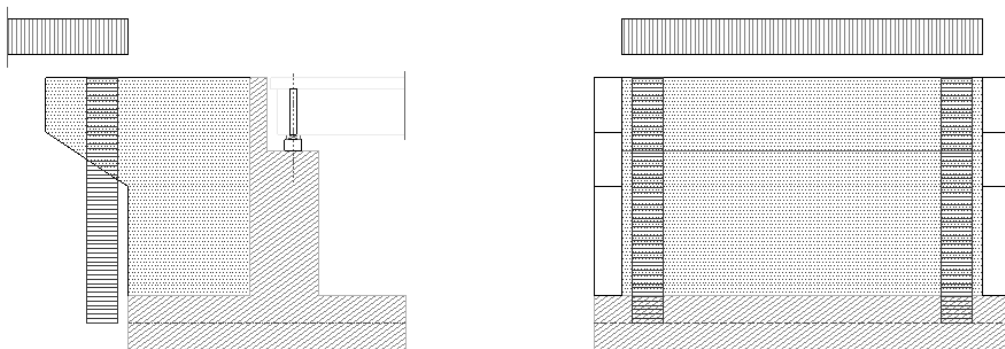
a) Carichi rilevato ed impalcato contemporaneamente (strutt.+pavim.)



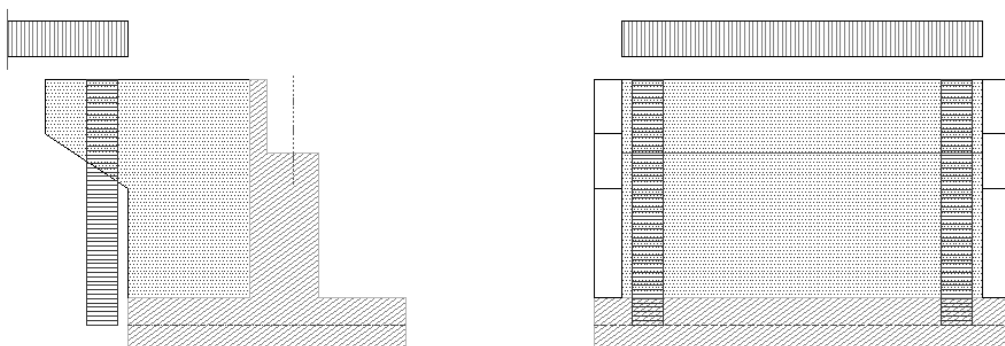
b) Carichi solo impalcato



c) Carichi solo rilevato + Permanenti portati (Impalcato: struttura+pavimentazione)



d) Assenza di impalcato





LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA
LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA
NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0107001	A	38 di 100

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST					
	RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI	COMMESSA IN10	LOTTO 10	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO IV0107001	REV. A

6.4.2.2.3 Spinta Relativa Al Terreno Di Valle

Prudenzialmente non si tiene conto del contributo alla stabilità offerto dalla spinta del terreno di valle.

6.4.2.2.4 Carico Sulla Platea Fondazione

	<i>SPALLA</i>				
	altezza totale della spalla	$H_{tot} =$	m		11
A2.a-A2.b)	pressione sulla fondazione - Terra	$p_t =$	kN/m ²		209
D.a-D.b)	pressione sulla fondazione - Sovraccarico (a)	$p_Q =$	kN/m ²		9.00
	<i>RISVOLTO SX</i>				
	altezza totale della spalla	$H_{tot} =$	m		11
A2.a-A2.b)	pressione sulla fondazione - Terra	$p_t =$	kN/m ²		209
D.a-D.b)	pressione sulla fondazione - Sovraccarico (a)	$p_Q =$	kN/m ²		9.00
	<i>RISVOLTO DX</i>				
	altezza totale della spalla	$H_{tot} =$	m		11
A2.a-A2.b)	pressione sulla fondazione - Terra	$p_t =$	kN/m ²		209
D.a-D.b)	pressione sulla fondazione - Sovraccarico (a)	$p_Q =$	kN/m ²		9.00

6.4.2.3 AZIONE DEL VENTO

L'azione del vento sulla spalla da inserire nel modello si ottiene dalla formula seguente

$$q_v = L \cdot p_v \cdot \xi_{str}$$

Dove:

Lunghezza spalla investita dal vento (m)	L	13.92
Pressione del vento (kN/m ²)	$p_v =$	2.50
Coefficiente di afferenza azioni spalla	$\xi_{str} =$	1.00
Azione del vento sulla spalla (kN/m)	$q_v =$	34.80

6.4.2.1 AZIONI ECCEZIONALI – URTI

Urto di un veicolo contro le strutture.

I piedritti dei ponti ubicati a distanza $\leq 5,0$ m dalla sede stradale, dovranno essere protetti contro il pericolo di urti di veicoli stradali, mediante adeguate opere chiaramente destinate alla protezione dei piedritti stessi.

Per il ponte in oggetto si deve fare riferimento al paragrafo § 3.6.3.4 (Urti da traffico ferroviario) del DM 2018.

All'occorrenza di un deragliamento può verificarsi il rischio di collisione fra i veicoli deragliati e le strutture adiacenti la ferrovia. Queste ultime dovranno essere progettate in modo da resistere alle azioni conseguenti ad una tale evenienza. In mancanza di specifiche analisi di rischio possono

assumersi le seguenti azioni statiche equivalenti, in funzione della distanza degli elementi esposti dall'asse del binario; essendo $d_{\min} = 3.56\text{m}$ ($d \leq 5\text{ m}$), si dovrà assumere:

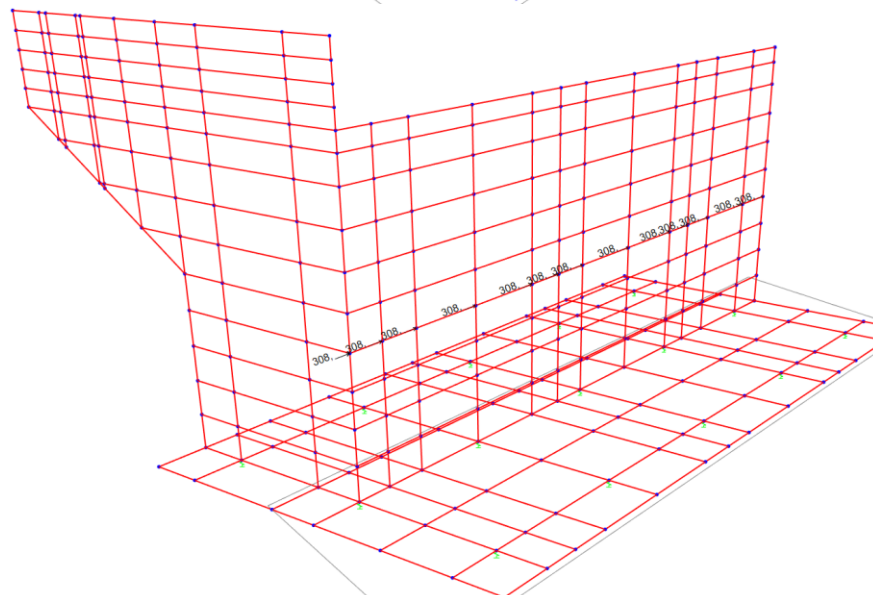
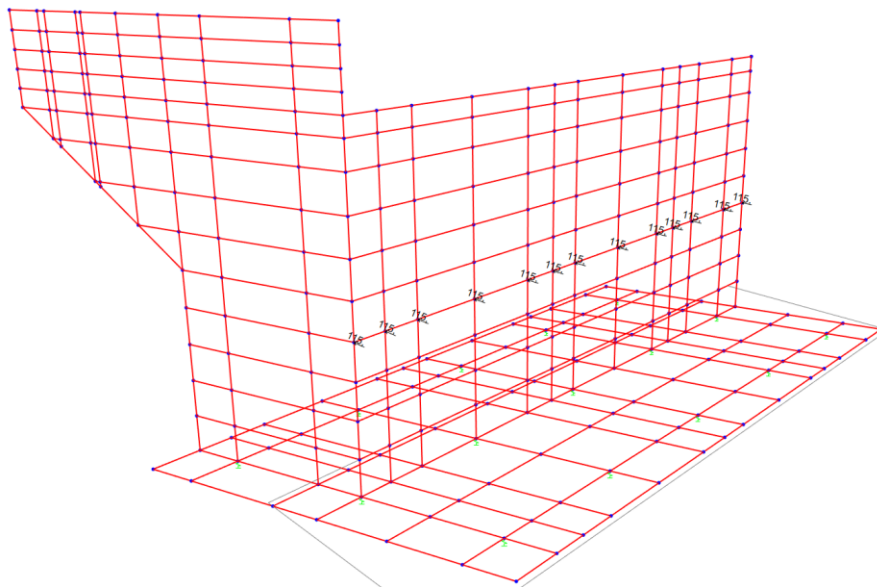
- 4000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
- 1500 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari.

Queste forze dovranno essere applicate a 1,80 m dal piano del ferro e non dovranno essere considerate agenti simultaneamente.

Le forze sono state applicate in corrispondenza dei nodi come indicato nelle figure sottostanti.

In particolare considerando 13 nodi le forze per ogni nodo sono le seguenti:

- secondo la direzione parallela $4000/13=308\text{ kN}$
- secondo la direzione perpendicolare $1500/13=115\text{kN}$



6.4.2.2 AZIONE SISMICA

6.4.2.2.1 Azioni Inerziali

L'inerzia del complesso spalla e terreno imbarcato si articola con i seguenti contributi elementari:

Paraghiaia
Fusto
Muri di risvolto
Orecchie
Fondazione

M-N	coefficiente sismico orizzontale = $a_{max}/g * \beta_m = k_h =$			0.300
O1)	coefficiente sismico verticale = $0.5 k_h =$	$k_{v+-} =$	"+-"	0.000

Inerzia terreno imbarcato

SPALLA

M1b	Pressione applicata sul fusto	$S_{iT} = \gamma * B_{post} * L_{post} * k_h * H / n$	kN/m ²	12.63
------------	-------------------------------	---	-------------------	--------------

	Momento in asse platea	$M_{iT} = (\gamma * B_{post} * L_{post} * k_h * H * H / 2) / n$	kNm/m	53.06
--	------------------------	---	-------	--------------

RISVOLTO SX

N1bsx	Pressione applicata sul risvolto	$S_{iT} = \gamma * B_{post} * L_{post} * k_h * H / n$	kN/m ²	12.63
--------------	----------------------------------	---	-------------------	--------------

	Momento in asse platea	$M_{iT} = (\gamma * B_{post} * L_{post} * k_h * H * H / 2) / n$	kNm/m	53.06
--	------------------------	---	-------	--------------

RISVOLTO DX

N1bdx	Pressione applicata sul risvolto	$S_{iT} = \gamma * B_{post} * L_{post} * k_h * H / n$	kN/m ²	12.63
--------------	----------------------------------	---	-------------------	--------------

	Momento in asse platea	$M_{iT} = (\gamma * B_{post} * L_{post} * k_h * H * H / 2) / n$	kNm/m	53.06
--	------------------------	---	-------	--------------

6.4.2.2.2 Spinta Terre

Le spinte delle terre sono calcolate in regime di spinta attiva; per il calcolo delle spinte sismiche in tali condizioni così come riportato nel § 7.11.6.2.1 del D.M., la spinta totale di progetto E_d può essere calcolato come:

$$S_t = 1/2 \times \gamma \times h_{tot}^2 \times k$$

dove il coefficiente di spinta del terreno è calcolato mediante la formula di Mononobe e Okabe.

Il punto di applicazione della spinta attiva è posto ad $h_{tot} / 3$, mentre quello di applicazione della sovraspinta dinamica ad $h_{tot} / 2$, con "h_{tot}" altezza del paramento su cui agisce la spinta delle terre.

La spinta delle terre vale:

Incremento di spinta del terreno

coefficiente di spinta attiva (M1) $k_a = \text{tg}^2 (45^\circ - \phi/2) =$ **0.271**

Spinta Terreno Sismico

SPALLA

A2.c)	altezza totale della spalla+ 1/2 fondazione	$H_{tot} =$	m	11
	(M1) pressione sismica massima alla base	$p_{1s} (M1) =$	kN/m ²	47.88
	(M1) spinta totale	$S_{1s} (M1) =$	kN/m	222.66
	agente alla quota da intradosso fondazione	$h_{1s} =$	m	3.100

RISVOLTO SX

A2.c)	altezza totale della spalla+ 1/2 fondazione	$H_{tot} =$	m	11
	(M1) pressione sismica massima alla base	$p_{1s} (M1) =$	kN/m ²	47.88
	(M1) spinta totale	$S_{1s} (M1) =$	kN/m	222.66
	agente alla quota da intradosso fondazione	$h_{1s} =$	m	3.100

RISVOLTO DX

A2.c)	altezza totale della spalla+ 1/2 fondazione	$H_{tot} =$	m	11
	(M1) pressione sismica massima alla base	$p_{1s} (M1) =$	kN/m ²	47.88
	(M1) spinta totale	$S_{1s} (M1) =$	kN/m	222.66
	agente alla quota da intradosso fondazione	$h_{1s} =$	m	3.100

L'incremento sismico delle spinte dovute al terreno risulta:

1) SPALLA

Approccio 1 - combinazione M1

		pd	kN/m ²	84.441
		$Ed =$	kN/m	392.648
	altezza muro+ 1/2 fondazione	$H =$	m	11
M-N 2A.+)	incremento di spinta sismico	$Dpd = pd - p1s =$	kN/m ²	18.278

2) RISVOLTO SX

Approccio 1 - combinazione M1

		pd	kN/m ²	84.441
		$Ed =$	kN/m	392.648
	altezza risolto sx+ 1/2 fondazione	$H =$	m	11
M-N 2A.+)	incremento di spinta sismico	$Dpd = pd - p1s =$	kN/m ²	18.278

3) RISVOLTO DX

Approccio 1 - combinazione M1

		pd	kN/m ²	84.441
		$Ed =$	kN/m	392.648
	altezza risolto sx+ 1/2 fondazione	$H =$	m	11
M-N 2A.+)	incremento di spinta sismico	$Dpd = pd - p1s =$	kN/m ²	18.278

7 SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI – FASE DI COSTRUZIONE FINALE

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni più significative e per le Combinazioni di carico risultate più critiche.

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D.M.17.01.2018 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2); risultano i seguenti tipi di verifiche:

Verifiche agli Stati Limite Ultimi (Approccio 1, combinazione 1 – A1M1): $E_d \leq R_d$

Presso-Flessione

Taglio

Verifiche allo Stato Limite Raro: si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ e quelle dell'acciaio $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$.

Verifiche allo Stato Limite di Fessurazione (condizioni di esercizio, combinazione "frequente" e "quasi permanente").

7.2 FUSTO

7.2.1 ARMATURA ADOTTATA PER IL FUSTO

- Nella tabella sottostante è mostrata la geometria e l'armatura prevista nella sezione maggiormente sollecitata del fusto di spalla.

Larghezza b (cm)	100.0	
Altezza h (cm)	230.0	
Armatura tesa – lato contro terra (cm ²)	7Φ20	= 21.99
Copriferro c (cm)	7.6	
Armatura compressa – lato non contro terra (cm ²)	7Φ16	= 14.07
Copriferro armatura compressa c' (cm)	7.4	
Armatura intermedia (cm ²)	1Φ16/60	= 4.02

7.2.2 VERIFICHE FUSTO

7.2.2.1 DISTRIBUZIONE DEI MOMENTI

Vengono riportati i diagrammi dei momenti relative al fusto:

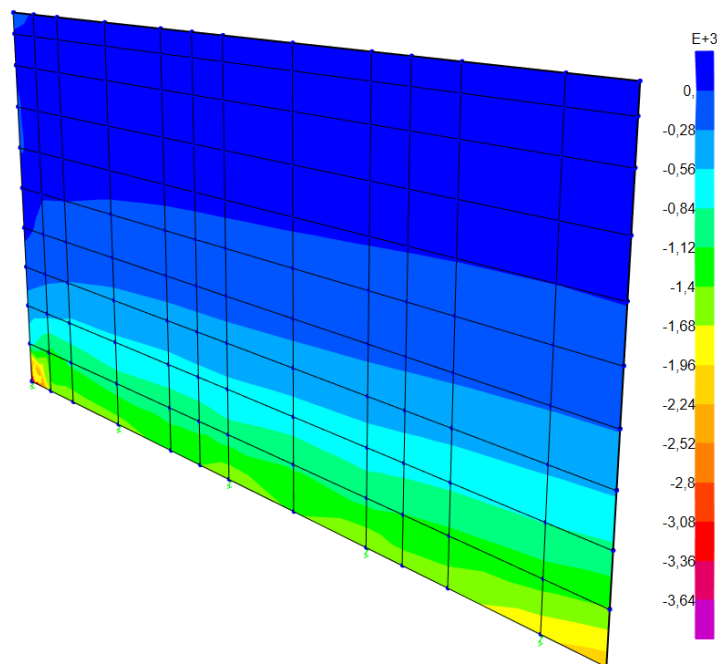


Diagramma dei momenti M22

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0107001	A	45 di 100

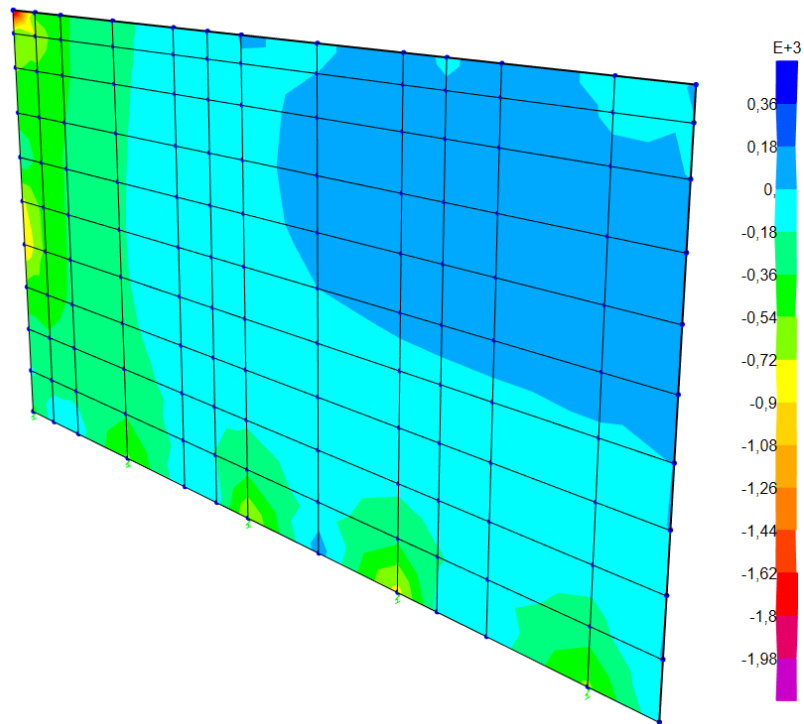


Diagramma momenti M11

7.2.2.2 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSO-FLESSIONE

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	230	1	14,07	7,6
			2	21,99	222,4
			3	4,02	115

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0

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

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

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

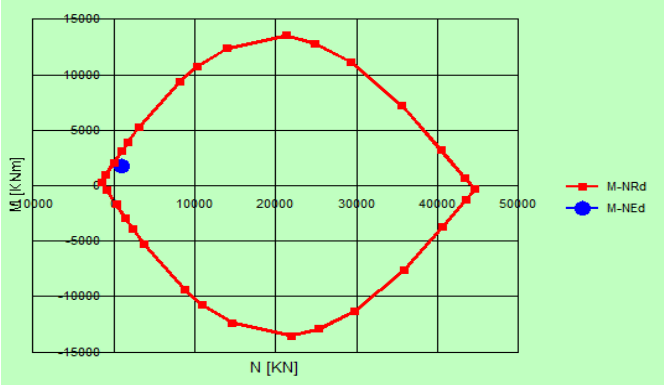
Tipo flessione
 Retta Deviata

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_{cl} %

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

N° rett.
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello
 Precompresso



7.2.2.3 VERIFICHE SLE A PRESSOFLESSIONE E FESSURAZIONE

Verifiche di fessurazione frequente e q.permanente

Combinazione frequente:

Armature efficaci: Area totale = 1005.31

$$A_{cls,eff} = 156475.66 \quad \rho_{eff} = 0.0064$$

Tensione baricentrica = 72.18

Copriferro = 50.09

$K_1 = 0.8000$ $K_2 = 0.5000$ $\varnothing_{equivalente} = 20.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 33642.78

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 3.10$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_t = 0.6$

Deformazione media $\varepsilon_{sm} = 0.000211$ Distanza fessure $\Delta_{s \max} = 593.6764$

Ampiezza fessure $w_d = 0.1254$ (<0.2000)

Combinazione quasi permanente:

Armature efficaci: Area totale = 1005.31

$A_{cls,eff} = 156645.56$ $\rho_{eff} = 0.0064$

Tensione baricentrica = 61.70

Copriferro = 50.09

$K_1 = 0.8000$ $K_2 = 0.5000$ $\varnothing_{equivalente} = 20.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 33642.78

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 3.10$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_t = 0.6$

Deformazione media $\varepsilon_{sm} = 0.000181$ Distanza fessure $\Delta_{s \max} = 594.1202$

Ampiezza fessure $w_d = 0.1073$ (<0.2000)

7.3 MURI DI RISVOLTO – PORZIONE INFERIORE

7.3.1 ARMATURA ADOTTATA PER LA PORZIONE INFERIORE DEI RISVOLTI

Caratteristiche geometriche della sezione:

Larghezza b (cm)	100.0	
Altezza h (cm)	140.0	
Armatura tesa – lato contro terra (cm ²)	1Φ20/20	= 15.70
Copriferro c (cm)	4+1+2.2+1	8.20
Armatura compressa – lato non contro terra (cm ²)	1Φ16/20	= 10.05
Copriferro armatura compressa c' (cm)	4+1+1.6+0.8	7.40
Armatura intermedia (cm ²)	1Φ16/60	= 3.35



7.3.2 VERIFICHE PORZIONE INFERIORE RISVOLTO

7.3.2.1 DISTRIBUZIONE DEI MOMENTI

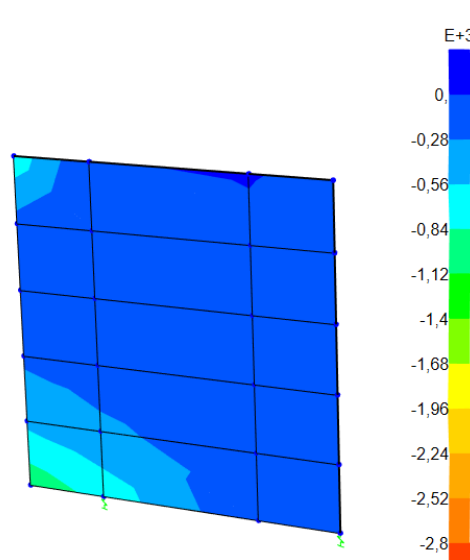


Diagramma momenti M22

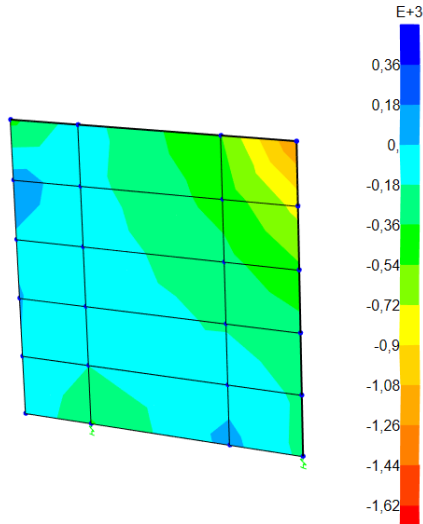
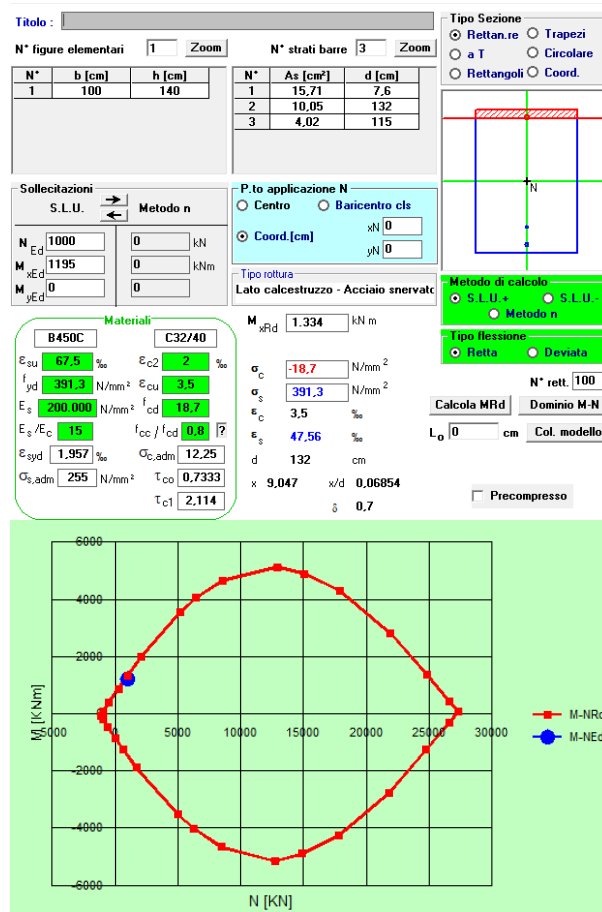


Diagramma momenti M11

7.3.2.2 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSO-FLESSIONE



7.3.2.3 VERIFICHE SLE A PRESSOFLESSIONE E FESSURAZIONE

Verifiche di fessurazione frequente e q.permanente

Combinazione frequente:

Armature efficaci: Area totale = 1005.31

$$A_{cls,eff} = 157330.42 \quad \rho_{eff} = 0.0064$$

Tensione baricentrica = 101.26

Copriferro = 50.04

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 16.00$$

Modulo elastico calcestruzzo = 33642.78

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 3.10$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_t = 0.6$

Deformazione media $\varepsilon_{sm} = 0.000296$ Distanza fessure $\Delta_s \max = 595.8184$

Ampiezza fessure $w_d = 0.1766$ (<0.2000)

Combinazione quasi permanente:

Armature efficaci: Area totale = 1005.31

$$A_{cls,eff} = 157332.80 \quad \rho_{eff} = 0.0064$$

Tensione baricentrica = 94.73

Copriferro = 50.04

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 16.00$$

Modulo elastico calcestruzzo = 33642.78

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 3.10$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_t = 0.6$

Deformazione media $\varepsilon_{sm} = 0.000277$ Distanza fessure $\Delta_s \max = 595.8310$

Ampiezza fessure $w_d = 0.1652$ (<0.2000)

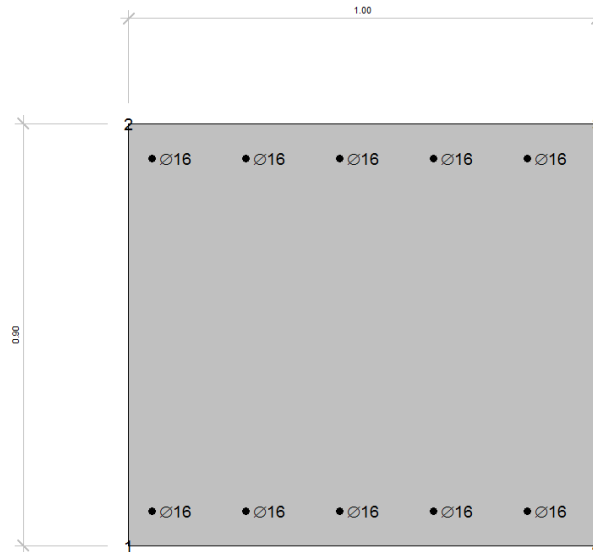
7.4 MURI DI RISVOLTO – PORZIONE SUPERIORE

7.4.1 ARMATURA ADOTTATA PER LA PORZIONE SUPERIORE DEI RISVOLTI

Caratteristiche geometriche della sezione:

Larghezza b (cm)	100.0	
Altezza h (cm)	90.0	
Armatura tesa – lato contro terra (cm ²)	1Φ16/20	= 10.05

Copriferro c (cm)	4+1+1.6+0.8	7.40	
Armatura compressa – lato non contro terra (cm ²)		1Φ16/20	= 10.05
Copriferro armatura compressa c' (cm)	4+1+1.6+0.8	7.40	



7.4.2 VERIFICHE PORZIONE SUPERIORE RISVOLTO

7.4.2.1 DISTRIBUZIONE DEI MOMENTI

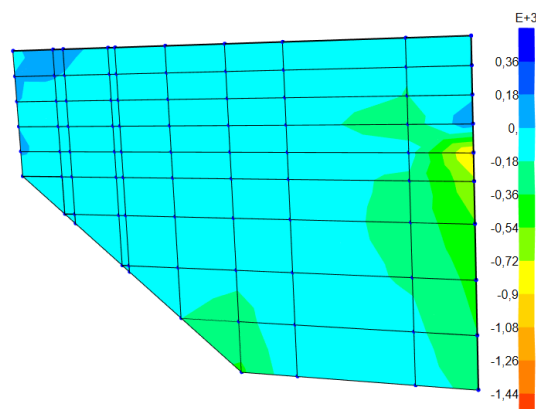


Diagramma momenti M11

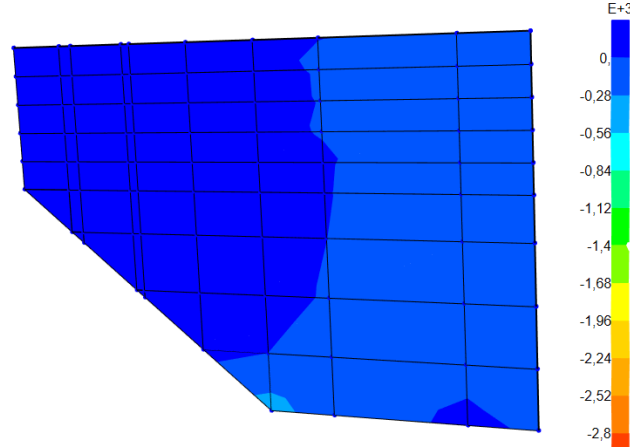


Diagramma momenti M22

7.4.2.2 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSO-FLESSIONE

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	7,5
2	10,05	72

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	500	0	kN
M _{xEd}	180	0	kNm
M _{yEd}	0	0	

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

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

Lato calcestruzzo - Acciaio svernato

Tipo rottura

M_{xRd} 462,4 kN m

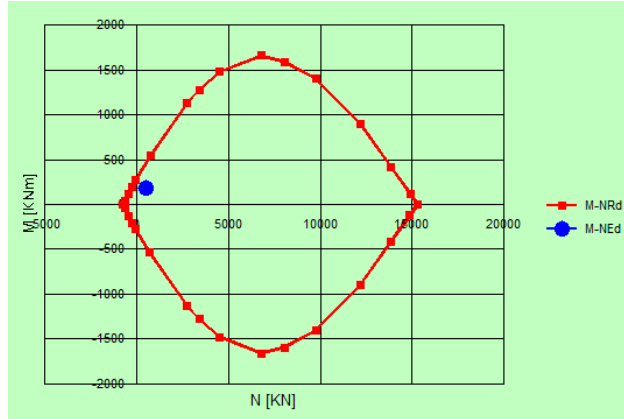
σ_c -18,13 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 34,29 ‰
d 72 cm
x 6,668 x/d 0,09262
 δ 0,7

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

0 cm

Precompresso



7.4.2.3 VERIFICHE SLE A PRESSOFLESSIONE E FESSURAZIONE

Verifiche di fessurazione frequente e q.permanente

Combinazione frequente:

Armature efficaci: Area totale = 1005.31

$$A_{cls,eff} = 157233.67 \quad \rho_{eff} = 0.0064$$

Tensione baricentrica = 63.06

Copriferro = 50.00

$K_1 = 0.8000$ $K_2 = 0.5000$ $\varnothing_{equivalente} = 16.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 33642.78

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 3.10$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_{f\sigma} = 0.6$

Deformazione media $\varepsilon_{sm} = 0.000185$ Distanza fessure $\Delta_s \max = 595.4308$

Ampiezza fessure $w_d = 0.1099$ (< 0.2000)

Combinazione quasi permanente:

Armature efficaci: Area totale = 1005.31

$$A_{cls,eff} = 157216.76 \quad \rho_{eff} = 0.0064$$

Tensione baricentrica = 38.35

Copriferro = 50.00

$K_1 = 0.8000$ $K_2 = 0.5000$ $\varnothing_{equivalente} = 16.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 33642.78

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 3.10$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_{f\sigma} = 0.6$

Deformazione media $\varepsilon_{sm} = 0.000112$ Distanza fessure $\Delta_s \max = 595.3780$

Ampiezza fessure $w_d = 0.0668$ (< 0.2000)

7.5 PLATEA DI FONDAZIONE

7.5.1 DISTRIBUZIONE DEI MOMENTI

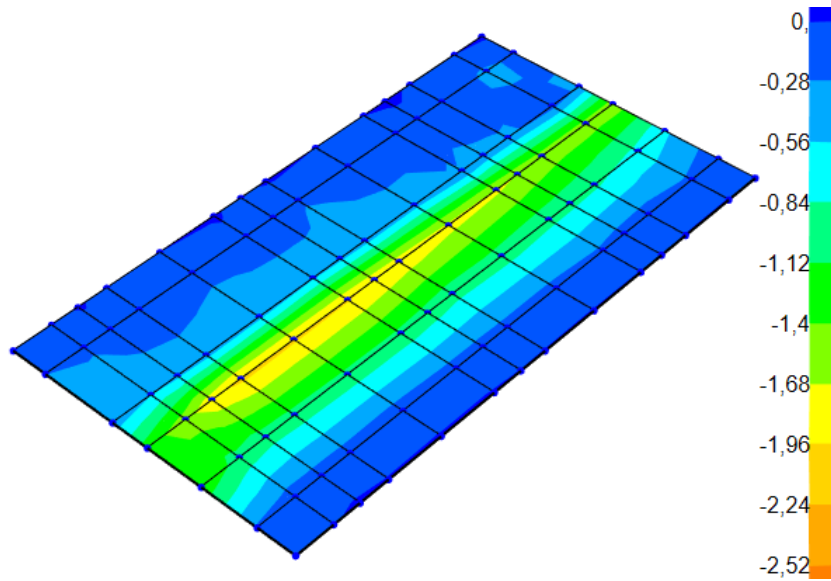


Diagramma momento M2

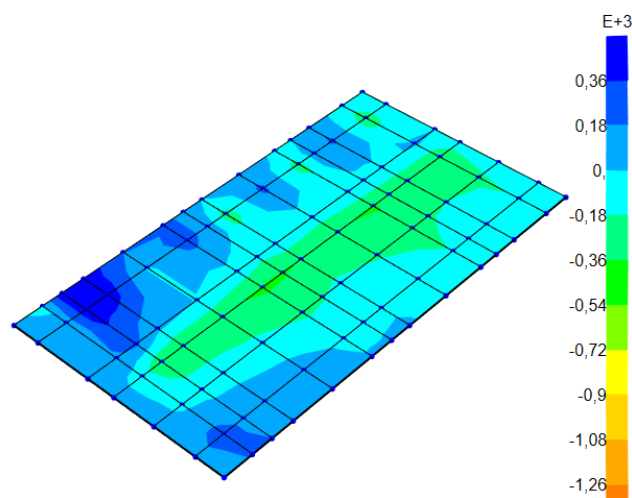
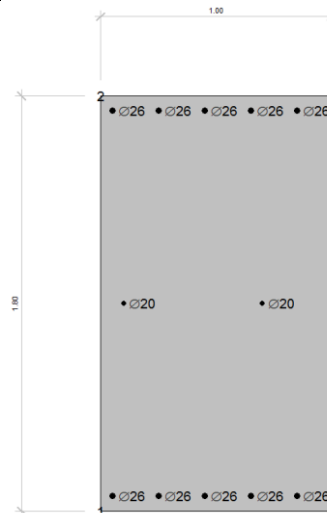


Diagramma momento M11

7.5.2 ARMATURA ADOTTATA PER LA PLATEA

Caratteristiche geometriche della sezione – (armatura parallela alla direzione longitudinale del ponte):

Larghezza b (cm)	100.0	
Altezza h (cm)	180.0	
Armatura superiore_ lato non contro terra (cm ²)	1Φ26/20	= 26.50
Copriferro armatura superiore c (cm)	4+1.2+1.3	6.50
Armatura inferiore_ lato contro terra (cm ²)	1Φ26/20	= 26.50
Copriferro armatura inferiore c' (cm)	4+1.2+1.3	6.50
Armatura intermedia (cm ²)	1Φ20/60	=5.24



Caratteristiche geometriche della sezione - Direzione 2 (armatura parallela al fusto):

L'armatura parallela al fusto è stata aumentata all'estradosso della platea in corrispondenza degli pigoli esterni della platea.

Larghezza b (cm)	100.0	
Altezza h (cm)	180.0	
Armatura superiore_ lato non contro terra (cm ²)	1Φ26/20	= 26.50
Copriferro c (cm)	4+1.2+2.6+1.3	9.10
Armatura inferiore_ lato contro terra (cm ²)	1Φ26/20	= 26.50
Copriferro armatura compressa c' (cm)	4+1.2+2.6+1.3	9.10
Armatura intermedia (cm ²)	1Φ20/60	=5.24



7.5.3 VERIFICHE PLATEA

7.5.3.1 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSO-FLESSIONE

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	180

N°	As [cm²]	d [cm]
1	26,55	9,1
2	26,55	170
3	6,28	90

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

Collecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

Tipologia rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipologia flessione
 Retta Deviala

Materiali

B450C		C25/30	
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}	14,17
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9,75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0,6
		τ_{c1}	1,829

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ϵ_c ‰

ϵ_s ‰

d cm

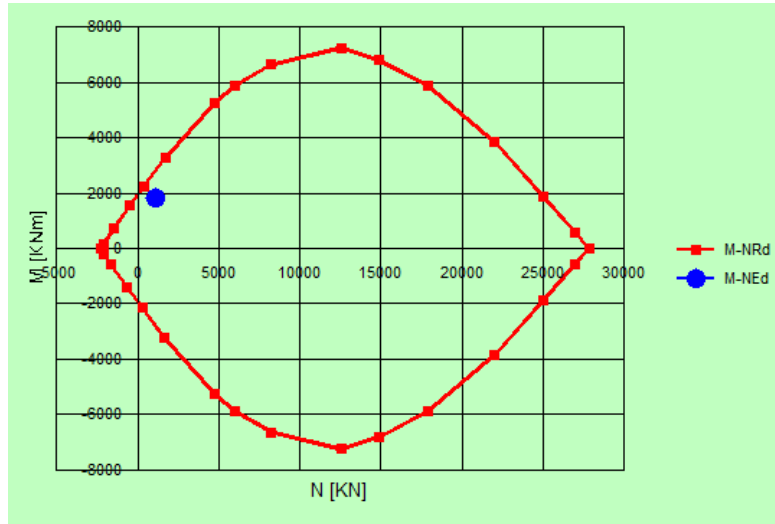
x x/d

δ

Calcola MRd **Dominio M-N**

L_0 cm **Col. modello**

Precompresso



7.5.3.2 VERIFICHE SLE A PRESSOFLESSIONE E FESSURAZIONE-DIREZIONE 1 (ARMATURA PARALLELA ALLA DIREZIONE LONGITUDINALE DEL PONTE)

Verifiche di fessurazione frequente e q.permanente

Combinazione frequente:

Armature efficaci: Area totale = 2654.65

$$A_{cls,eff} = 209474.03 \quad \rho_{eff} = 0.0127$$

$$\text{Tensione baricentrica} = 83.31$$

$$\text{Copriferro} = 52.09$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 26.00$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 31447.16$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 2.56$$

$$\text{Modulo elastico acciaio} = 205000.00 \quad K_T = 0.6$$

$$\text{Deformazione media } \varepsilon_{sm} = 0.000244 \quad \text{Distanza fessure } \Delta_s \text{ max} = 525.8832$$

$$\text{Ampiezza fessure } w_d = 0.1282 \quad (< 0.3000)$$

Combinazione quasi permanente:

Armature efficaci: Area totale = 2654.65

$$A_{cls,eff} = 210022.59 \quad \rho_{eff} = 0.0126$$

$$\text{Tensione baricentrica} = 69.27$$

$$\text{Copriferro} = 52.08$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 26.00$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 31447.16$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 2.56$$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_I = 0.6$

Deformazione media $\varepsilon_{sm} = 0.000203$ Distanza fessure $\Delta_s \max = 526.7777$

Ampiezza fessure $w_d = 0.1068$ (< 0.3000)

7.5.3.3 VERIFICHE SLE A PRESSOFLESSIONE E FESSURAZIONE-DIREZIONE 2 (ARMATURA PARALLELA AL FUSTO)

Verifiche di fessurazione frequente e q.permanente

Combinazione frequente:

Armature efficaci: Area totale = 2654.65

$A_{cls,eff} = 264818.00$ $\rho_{eff} = 0.0100$

Tensione baricentrica = 132.74

Copriferro = 78.44

$K_1 = 0.8000$ $K_2 = 0.5000$ $\varnothing_{equivalente} = 26.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.16

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_I = 0.6$

Deformazione media $\varepsilon_{sm} = 0.000389$ Distanza fessure $\Delta_s \max = 707.6120$

Ampiezza fessure $w_d = 0.2749$ (< 0.3000)

Combinazione quasi permanente:

Armature efficaci: Area totale = 2654.65

$A_{cls,eff} = 264187.57$ $\rho_{eff} = 0.0100$

Tensione baricentrica = 108.57

Copriferro = 78.46

$K_1 = 0.8000$ $K_2 = 0.5000$ $\varnothing_{equivalente} = 26.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.16

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.56$

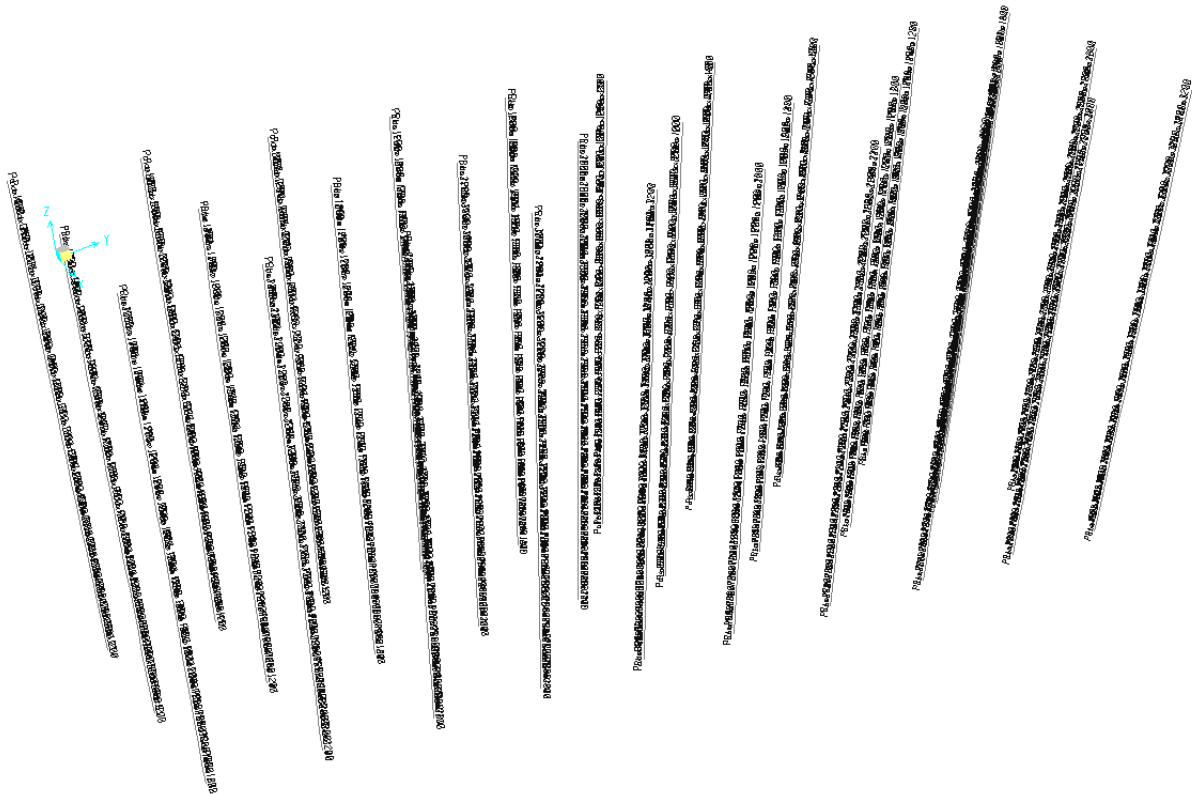
Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_I = 0.6$

Deformazione media $\varepsilon_{sm} = 0.000318$ Distanza fessure $\Delta_s \max = 706.6543$

Ampiezza fessure $w_d = 0.2246$ (< 0.3000)

7.6 SOLLECITAZIONI E VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE

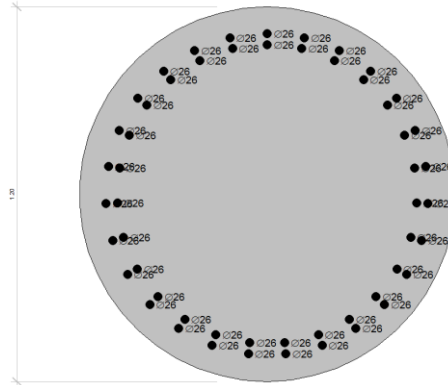
7.6.1 NUMERAZIONE ELEMENTI DEI PALI DI FONDAZIONE



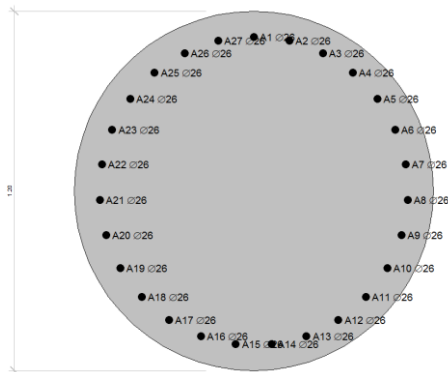
7.6.2 ARMATURA ADOTTATA PER I PALI

Diametro palo	$\phi=$	120,00	cm	
Area palo	$A_p=$	$\pi\phi^2/4=$	11304	cm ²
Armatura palo 0-3m	$A_{a1}=$	27+27 ϕ 26	286.2	cm ²
Copriferro fila esterna	$c_1=$	60+12+13=	85	mm
Copriferro fila interna	$c'_1=$	60+12+26+10+13=	121	mm
Armatura palo 3-9m	$A_{a2}=$	27 ϕ 26	143.1	cm ²
Copriferro	$c_2=$	60+12+13=	85	mm
Armatura palo 9-20m	$A_{a3}=$	18 ϕ 20	56.52	cm ²
Copriferro	$c_3=$	60+10+10=	80	mm

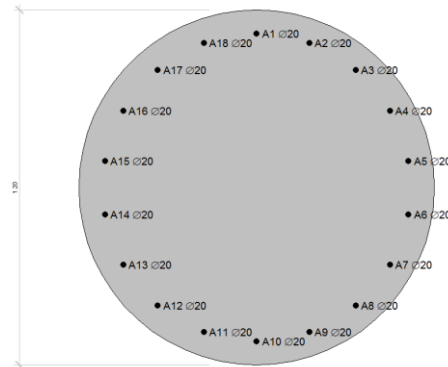
Da testa palo a -3m da testa palo



Da -3 a -9m



Da -9m a piede palo



7.6.3 VERIFICHE PALI

7.6.3.1 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER FLESSIONE

Da testa palo a -3m da testa palo

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-27135	-0.0035 (sez)	11219	0.01 (arm)
Mx	-4335	-0.0035 (sez)	4337	-0.0035 (sez)
My	-4339	-0.0035 (sez)	4339	-0.0035 (sez)

Sollecitazioni di progetto:

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0107001	A	61 di 100

Comb	Desc.	N	Ecc.X	Ecc.Y	Mx	My
1	M2max - Elem. N.Psx320 - Comb: 24-1A) Ilc.1 V-A+ 2	-2809	0.00	0.00	1550	0
2	M2min - Elem. N.Pdx60 - Comb: 26-1A) Ilc.1 V-A+ 2	-3180	0.00	0.00	2099	0
3	M3max - Elem. N.Pdx38 - Comb: 17b-1A) Ila.1 V-A+ 1	-2756	0.00	0.00	26	0
4	M3min - Elem. N.Pdx200 - Comb: 26-1A) Ilc.1 V-A+ 2	-4422	0.00	0.00	2263	0
5	Pmin Comp. - Elem. N.Pdx320 - Comb: 7-1A) Id.1 V-A+ 1	-1292	0.00	0.00	817	0
6	Pmax Comp. - Elem. N.Pdx98 - Comb: 18b-1A) Ila.1 V-A+ 2	-4808	0.00	0.00	16	0
7	smax - Elem. N.Pdx318 - Comb: Inv.SLU 1A)	-1377	0.00	0.00	51	0
8	smin - Elem. N.Pdx40 - Comb: Inv.SLU 1A)	-3822	0.00	0.00	2219	0

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	3.1191	sezione
2	2.3497	sezione
3	9.6342	sezione
4	2.1091	sezione
5	6.0096	sezione
6	5.6035	sezione
7	18.0221	sezione
8	2.1918	sezione

Da -3m a -9m

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-21525	-0.0035 (sez)	5609	0.01 (arm)
Mx	-2454	-0.0035 (sez)	2455	-0.0035 (sez)
My	-2456	-0.0035 (sez)	2456	-0.0035 (sez)

Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc.X	Ecc.Y	Mx	My
1	M2max - Elem. N.Pdx35 - Comb: 26-1A) Ilc.1 V-A+ 2	-3485	0.00	0.00	549	0
2	M2min - Elem. N.Pdx57 - Comb: 30-1A) Ild.1 V-A+ 2	-3252	0.00	0.00	59	0
3	M3max - Elem. N.Pdx193 - Comb: 26-1A) Ilc.1 V-A+ 2	-4689	0.00	0.00	496	0
4	M3min - Elem. N.Psx317 - Comb: 58a-1A) Illb.1 V-A+F- 2	-2600	0.00	0.00	140	0
5	Pmin Comp. - Elem. N.Pdx317 - Comb: 7-1A) Id.1 V-A+ 1	-1377	0.00	0.00	59	0
6	Pmax Comp. - Elem. N.Pdx92 - Comb: 18b-1A) Ila.1 V-A+ 2	-5037	0.00	0.00	359	0
7	smax - Elem. N.Pdx35 - Comb: Inv.SLU 1A)	-2506	0.00	0.00	549	0
8	smin - Elem. N.Pdx197 - Comb: Inv.SLU 1A)	-4578	0.00	0.00	125	0

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	4.2501	sezione
2	6.3520	sezione
3	3.5649	sezione
4	7.2815	sezione
5	14.1236	sezione
6	3.6035	sezione
7	5.0972	sezione
8	4.4110	sezione

Da -9m a piede palo

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-18129	-0.0035 (sez)	2213	0.01 (arm)
Mx	-1027	0.01 (arm)	1027	0.01 (arm)
My	-1026	0.01 (arm)	1026	0.01 (arm)

Sollecitazioni di progetto:

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0107001	A	62 di 100

Comb	Desc.	N	Ecc.X	Ecc.Y	Mx	My
1	M2max - Elem. N.Pdx31 - Comb: 26-1A) Ilc.1 V-A+ 2	-3600	0.00	0.00	419	0
2	M2min - Elem. N.Psx311 - Comb: 2-1A) Ic.1 V+A+ 2	-2867	0.00	0.00	211	0
3	M3max - Elem. N.Pdx191 - Comb: 26-1A) Ilc.1 V-A+ 2	-4766	0.00	0.00	397	0
4	M3min - Elem. N.Pdx121 - Comb: 18b-1A) Ila.1 V-A+ 2	-4904	0.00	0.00	0	0
5	Pmin Comp. - Elem. N.Pdx311 - Comb: 7-1A) Id.1 V-A+ 1	-1547	0.00	0.00	139	0
6	Pmax Comp. - Elem. N.Pdx81 - Comb: 18b-1A) Ila.1 V-A+ 2	-5457	0.00	0.00	0	0
7	smax - Elem. N.Pdx31 - Comb: Inv.SLU 1A)	-2591	0.00	0.00	419	0
8	smin - Elem. N.Pdx81 - Comb: 18b-1A) Ila.1 V-A+ 2	-5457	0.00	0.00	0	0

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	3.7937	sezione
2	5.2976	sezione
3	3.1116	sezione
4	3.6967	sezione
5	9.4261	sezione
6	3.3221	sezione
7	4.6933	sezione
8	3.3221	sezione

7.6.3.2 VERIFICHE SLE A PRESSOFLESSIONE E FESSURAZIONE – DA TESTA PALO A -3M DA TESTA PALO

Sollecitazioni di progetto – rara

Comb.	N	Ecc.X	Ecc.Y	Mx	My
1	-2082	0.00	0.00	1150	0
2	-2344	0.00	0.00	1555	0
3	-2692	0.00	0.00	10	0
4	-3269	0.00	0.00	1677	0
5	-1303	0.00	0.00	829	0
6	-3548	0.00	0.00	12	0
7	-1388	0.00	0.00	60	0
8	-3269	0.00	0.00	1677	0

Sollecitazioni di progetto – frequente

Comb.	N	Ecc.X	Ecc.Y	Mx	My
1	-1849	0.00	0.00	994	0
2	-2378	0.00	0.00	1379	0
3	-2689	0.00	0.00	7	0
4	-2879	0.00	0.00	1483	0
5	-1321	0.00	0.00	849	0
6	-3306	0.00	0.00	22	0
7	-1406	0.00	0.00	58	0
8	-2621	0.00	0.00	1450	0

Sollecitazioni di progetto – q.permanente

Comb.	N	Ecc.X	Ecc.Y	Mx	My
1	-1790	0.00	0.00	959	0
2	-2408	0.00	0.00	1271	0
3	-2614	0.00	0.00	19	0
4	-2684	0.00	0.00	1373	0
5	-1326	0.00	0.00	854	0
6	-3072	0.00	0.00	31	0
7	-1410	0.00	0.00	61	0
8	-2529	0.00	0.00	1337	0

Verifiche alle tensioni – rara

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0107001	A	63 di 100

Comb.	Descrizione	σ_{max}	σ_{min}	$\sigma_{s max}$	$\sigma_{s min}$
1	M2max-Elem. N.Psx320 -Comb: 12a-2) Ilc.1 V+A+	-6.74	0.00	70.33	-87.56
2	M2min-Elem. N.Pdx60 -Comb: 13b-2) Ilc.1 V-A+	-9.02	0.00	109.43	-115.90
3	M3max-Elem. N.Pdx38 -Comb: 9b-2) Ila.1 V-A+	-1.77	-1.69	-25.40	-26.40
4	M3min-Elem. N.Pdx200 -Comb: 13b-2) Ilc.1 V-A+	-9.89	0.00	95.86	-128.90
5	Pmin Comp. -Elem. N.Pdx320 -Comb: 4-2) Id.1 V-A+	-4.82	0.00	56.67	-62.08
6	Pmax Comp. -Elem. N.Pdx98 -Comb: 9b-2) Ila.1 V-A+	-2.32	-2.23	-33.54	-34.73
7	smax-Elem. N.Pdx318 -Comb: 4-2) Id.1 V-A+	-1.12	-0.66	-10.36	-16.33
8	smin-Elem. N.Pdx200 -Comb: 13b-2) Ilc.1 V-A+	-9.89	0.00	95.86	-128.90

Verifiche alle tensioni – frequente

Comb.	Descrizione	σ_{max}	σ_{min}	$\sigma_{s max}$	$\sigma_{s min}$
1	M2max-Elem. N.Psx320 -Comb: 8b-3) Ila.1 A+	-5.84	0.00	59.35	-75.94
2	M2min-Elem. N.Pdx60 -Comb: 11-3) Id.1 A+	-8.06	0.00	87.85	-104.38
3	M3max-Elem. N.Pdx38 -Comb: 8b-3) Ila.1 A+	-1.75	-1.70	-25.52	-26.22
4	M3min-Elem. N.Pdx200 -Comb: 10-3) Ilc.1 A+	-8.74	0.00	85.11	-113.93
5	Pmin Comp. -Elem. N.Pdx320 -Comb: 4-3) Id.1 V-A+	-4.93	0.00	58.46	-63.50
6	Pmax Comp. -Elem. N.Pdx98 -Comb: 8b-3) Ila.1 A+	-2.21	-2.04	-30.71	-32.90
7	smax-Elem. N.Pdx318 -Comb: Inv.SLE 3)	-1.13	-0.68	-10.63	-16.41
8	smin-Elem. N.Pdx40 -Comb: Inv.SLE 3)	-8.50	0.00	88.80	-110.38

Verifiche alle tensioni – q.permanente

Comb.	Descrizione	σ_{max}	σ_{min}	$\sigma_{s max}$	$\sigma_{s min}$
1	M2max-Elem. N.Psx320 -Comb: 1-4) Ic.1 A+	-5.64	0.00	57.09	-73.30
2	M2min-Elem. N.Pdx60 -Comb: 2-4) Id.1 A+	-7.48	0.00	74.63	-97.33
3	M3max-Elem. N.Pdx38 -Comb: 1-4) Ic.1 A+	-1.75	-1.60	-24.20	-26.09
4	M3min-Elem. N.Pdx200 -Comb: 1-4) Ic.1 A+	-8.09	0.00	78.27	-105.58
5	Pmin Comp. -Elem. N.Pdx320 -Comb: 2-4) Id.1 A+	-4.96	0.00	58.89	-63.86
6	Pmax Comp. -Elem. N.Pdx98 -Comb: 1-4) Ic.1 A+	-2.09	-1.85	-28.01	-31.10
7	smax-Elem. N.Pdx318 -Comb: Inv.SLE 4)	-1.14	-0.67	-10.52	-16.59
8	smin-Elem. N.Pdx40 -Comb: Inv.SLE 4)	-7.86	0.00	78.62	-102.37

Verifiche di fessurazione frequente e q.permanente

Combinazione frequente: M2max -Elem. N.Psx320 -Comb: 8b-3) Ila.1 A+

asse neutro: da $x=-596.40$ $y=64.68$ a $x=596.40$ $y=64.68$

Armature efficaci: Area totale = 7433.01

$$A_{cls,eff} = 183293.18 \quad \rho_{eff} = 0.0406$$

$$\text{Tensione baricentrica} = 50.11$$

$$\text{Copriferro} = 72.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 26.00$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 31447.16$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 2.56$$

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0107001	A	64 di 100

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_I = 0.6$

Deformazione media $\varepsilon_{sm} = 0.000147$ Distanza fessure $\Delta_s \max = 353.7943$

Ampiezza fessure $w_d = 0.0519$ (< 0.3000)

Combinazione frequente: M2min -Elem. N.Pdx60 -Comb: 11-3) Ild.1 A+

asse neutro: da $x = -597.60$ $y = 45.86$ a $x = 597.60$ $y = 45.86$

Armature efficaci: Area totale = 7433.01

$A_{cls,eff} = 189537.27$ $\rho_{eff} = 0.0392$

Tensione baricentrica = 74.72

Copriferro = 72.00

$K_1 = 0.8000$ $K_2 = 0.5000$ $\varnothing_{equivalente} = 26.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.16

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_I = 0.6$

Deformazione media $\varepsilon_{sm} = 0.000219$ Distanza fessure $\Delta_s \max = 357.5074$

Ampiezza fessure $w_d = 0.0782$ (< 0.3000)

Combinazione frequente: M3max -Elem. N.Pdx38 -Comb: 8b-3) Ila.1 A+

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 7433.01

$A_{cls,eff} = 189537.27$ $\rho_{eff} = 0.0392$

Tensione baricentrica = -25.57

Copriferro = 72.00

$K_1 = 0.8000$ $K_2 = 0.5000$ $\varnothing_{equivalente} = 26.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.16

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_I = 0.6$

Ampiezza fessure $w_d = 0.0000$ (< 0.3000)

Combinazione frequente: M3min -Elem. N.Pdx200 -Comb: 10-3) Ilc.1 A+

asse neutro: da $x = -594.60$ $y = 76.07$ a $x = 594.60$ $y = 76.07$

Armature efficaci: Area totale = 7433.01

$A_{cls,eff} = 179534.61$ $\rho_{eff} = 0.0414$

Tensione baricentrica = 71.50

Copriferro = 72.00

$K_1 = 0.8000$ $K_2 = 0.5000$ $\varnothing_{equivalente} = 26.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.16

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_I = 0.6$

Deformazione media $\varepsilon_{sm}=0.000209$ Distanza fessure $\Delta s_{max}=351.5593$

Ampiezza fessure $w_d = 0.0736$ (<0.3000)

Combinazione frequente: Pmin Comp. -Elem. N.Pdx320 -Comb: 4-3) Id.1 V-A+

asse neutro: da $x=-598.80$ $y=22.99$ a $x=598.80$ $y=22.99$

Armature efficaci: Area totale = 7433.01

$A_{cls,eff} = 197198.90$ $\rho_{eff} = 0.0377$

Tensione baricentrica = 50.12

Copriferro = 72.00

$K_1= 0.8000$ $K_2= 0.5000$ $\varnothing_{equivalente} = 26.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.16

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_t= 0.6$

Deformazione media $\varepsilon_{sm}=0.000147$ Distanza fessure $\Delta s_{max}=362.0633$

Ampiezza fessure $w_d = 0.0531$ (<0.3000)

Combinazione frequente: Pmax Comp. -Elem. N.Pdx98 -Comb: 8b-3) IIa.1 A+

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 7433.01

$A_{cls,eff} = 197198.90$ $\rho_{eff} = 0.0377$

Tensione baricentrica = -30.86

Copriferro = 72.00

$K_1= 0.8000$ $K_2= 0.5000$ $\varnothing_{equivalente} = 26.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.16

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_t= 0.6$

Ampiezza fessure $w_d = 0.0000$ (<0.3000)

Combinazione frequente: smax -Elem. N.Pdx318 -Comb: Inv.SLE 3)

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 7433.01

$A_{cls,eff} = 197198.90$ $\rho_{eff} = 0.0377$

Tensione baricentrica = -11.02

Copriferro = 72.00

$K_1= 0.8000$ $K_2= 0.5000$ $\varnothing_{equivalente} = 26.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.16

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_t= 0.6$

Ampiezza fessure $w_d = -0.0000$ (<0.3000)

Combinazione frequente: smin -Elem. N.Pdx40 -Comb: Inv.SLE 3)

asse neutro: da x=-596.99 y=57.35 a x=596.99 y=57.35

Armature efficaci: Area totale = 7433.01

$$A_{cls,eff} = 185718.49 \quad \rho_{eff} = 0.0400$$

Tensione baricentrica = 75.19

Copriferro = 72.00

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 26.00$$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.16

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_t = 0.6$

Deformazione media $\varepsilon_{sm} = 0.000220$ Distanza fessure $\Delta_s \max = 355.2365$

Ampiezza fessure $w_d = 0.0782$ (<0.3000)

Combinazione quasi permanente: M2max -Elem. N.Psx320 -Comb: 1-4) Ic.1 A+

asse neutro: da x=-596.26 y=65.57 a x=596.26 y=65.57

Armature efficaci: Area totale = 7433.01

$$A_{cls,eff} = 182998.98 \quad \rho_{eff} = 0.0406$$

Tensione baricentrica = 48.18

Copriferro = 72.00

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 26.00$$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.16

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_t = 0.6$

Deformazione media $\varepsilon_{sm} = 0.000141$ Distanza fessure $\Delta_s \max = 353.6194$

Ampiezza fessure $w_d = 0.0499$ (<0.3000)

Combinazione quasi permanente: M2min -Elem. N.Pdx60 -Comb: 2-4) Id.1 A+

asse neutro: da x=-595.64 y=69.49 a x=595.64 y=69.49

Armature efficaci: Area totale = 7433.01

$$A_{cls,eff} = 181701.83 \quad \rho_{eff} = 0.0409$$

Tensione baricentrica = 62.88

Copriferro = 72.00

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 26.00$$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.16

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_t = 0.6$

Deformazione media $\varepsilon_{sm} = 0.000184$ Distanza fessure $\Delta_s \max = 352.8481$

Ampiezza fessure $w_d = 0.0649$ (<0.3000)

Combinazione quasi permanente: M3max -Elem. N.Pdx38 -Comb: 1-4) Ic.1 A+

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 7433.01

$$A_{cls,eff} = 181701.83 \quad \rho_{eff} = 0.0409$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -24.33$$

$$\text{Copriferro} = 72.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 26.00$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 31447.16$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 2.56$$

$$\text{Modulo elastico acciaio} = 205000.00 \quad K_t = 0.6$$

$$\text{Ampiezza fessure } w_d = 0.0000 \quad (< 0.3000)$$

Combinazione quasi permanente: M3min -Elem. N.Pdx200 -Comb: 1-4) Ic.1 A+

asse neutro: da $x=-594.30$ $y=77.98$ a $x=594.30$ $y=77.98$

Armature efficaci: Area totale = 7433.01

$$A_{cls,eff} = 178907.68 \quad \rho_{eff} = 0.0415$$

$$\text{Tensione baricentrica} = 65.70$$

$$\text{Copriferro} = 72.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 26.00$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 31447.16$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 2.56$$

$$\text{Modulo elastico acciaio} = 205000.00 \quad K_t = 0.6$$

$$\text{Deformazione media } \varepsilon_{sm} = 0.000192 \quad \text{Distanza fessure } \Delta_s \text{ max} = 351.1865$$

$$\text{Ampiezza fessure } w_d = 0.0675 \quad (< 0.3000)$$

Combinazione quasi permanente: Pmin Comp. -Elem. N.Pdx320 -Comb: 2-4) Id.1 A+

asse neutro: da $x=-598.82$ $y=22.55$ a $x=598.82$ $y=22.55$

Armature efficaci: Area totale = 7433.01

$$A_{cls,eff} = 197345.52 \quad \rho_{eff} = 0.0377$$

$$\text{Tensione baricentrica} = 50.50$$

$$\text{Copriferro} = 72.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 26.00$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 31447.16$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 2.56$$

$$\text{Modulo elastico acciaio} = 205000.00 \quad K_t = 0.6$$

$$\text{Deformazione media } \varepsilon_{sm} = 0.000148 \quad \text{Distanza fessure } \Delta_s \text{ max} = 362.1505$$

$$\text{Ampiezza fessure } w_d = 0.0535 \quad (< 0.3000)$$

Combinazione quasi permanente: Pmax Comp. -Elem. N.Pdx98 -Comb: 1-4) Ic.1 A+

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0107001	A	68 di 100

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 7433.01

$$A_{cls,eff} = 197345.52 \quad \rho_{eff} = 0.0377$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -28.22$$

$$\text{Copriferro} = 72.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 26.00$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 31447.16$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 2.56$$

$$\text{Modulo elastico acciaio} = 205000.00 \quad K_t = 0.6$$

$$\text{Ampiezza fessure } w_d = 0.0000 \quad (< 0.3000)$$

Combinazione quasi permanente: smax -Elem. N.Pdx318 -Comb: Inv.SLE 4)

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 7433.01

$$A_{cls,eff} = 197345.52 \quad \rho_{eff} = 0.0377$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -10.93$$

$$\text{Copriferro} = 72.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 26.00$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 31447.16$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 2.56$$

$$\text{Modulo elastico acciaio} = 205000.00 \quad K_t = 0.6$$

$$\text{Ampiezza fessure } w_d = 0.0000 \quad (< 0.3000)$$

Combinazione quasi permanente: smin -Elem. N.Pdx40 -Comb: Inv.SLE 4)

asse neutro: da $x=-595.71$ $y=69.07$ a $x=595.71$ $y=69.07$

Armature efficaci: Area totale = 7433.01

$$A_{cls,eff} = 181841.75 \quad \rho_{eff} = 0.0409$$

$$\text{Tensione baricentrica} = 66.26$$

$$\text{Copriferro} = 72.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 26.00$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 31447.16$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 2.56$$

$$\text{Modulo elastico acciaio} = 205000.00 \quad K_t = 0.6$$

$$\text{Deformazione media } \varepsilon_{sm} = 0.000194 \quad \text{Distanza fessure } \Delta_s \text{ max} = 352.9313$$

$$\text{Ampiezza fessure } w_d = 0.0684 \quad (< 0.3000)$$

7.6.3.3 VERIFICHE SLE A PRESSOFLESSIONE E FESSURAZIONE – DA -3 A -9M

Sollecitazioni di progetto – rara

Comb.	N	Ecc.X	Ecc.Y	Mx	My
1	-2566	0.00	0.00	406	0
2	-2429	0.00	0.00	46	0
3	-3467	0.00	0.00	368	0
4	-1907	0.00	0.00	104	0
5	-1388	0.00	0.00	60	0
6	-3718	0.00	0.00	266	0
7	-2566	0.00	0.00	406	0
8	-3385	0.00	0.00	84	0

Sollecitazioni di progetto – frequente

Comb.	N	Ecc.X	Ecc.Y	Mx	My
1	-2651	0.00	0.00	345	0
2	-2463	0.00	0.00	47	0
3	-3077	0.00	0.00	316	0
4	-2039	0.00	0.00	95	0
5	-1406	0.00	0.00	61	0
6	-3476	0.00	0.00	244	0
7	-2621	0.00	0.00	345	0
8	-3306	0.00	0.00	47	0

Sollecitazioni di progetto – q.permanente

Comb.	N	Ecc.X	Ecc.Y	Mx	My
1	-2699	0.00	0.00	311	0
2	-2493	0.00	0.00	50	0
3	-2882	0.00	0.00	288	0
4	-1874	0.00	0.00	90	0
5	-1410	0.00	0.00	61	0
6	-3242	0.00	0.00	234	0
7	-2658	0.00	0.00	311	0
8	-3072	0.00	0.00	47	0

Verifiche alle tensioni – rara

Comb.	Descrizione	σ_{max}	σ_{min}	$\sigma_{s max}$	$\sigma_{s min}$
1	M2max-Elem. N.Pdx35 -Comb: 13b-2)Ilc.1 V-A+	-3.78	-0.03	-4.50	-52.62
2	M2min-Elem. N.Pdx57 -Comb: 14a-2)Ild.1 V+A+	-2.02	-1.59	-24.38	-29.83
3	M3max-Elem. N.Pdx194 -Comb: 13b-2)Ilc.1 V-A+	-4.28	-0.88	-16.82	-60.43
4	M3min-Elem. N.Psx317 -Comb: 29a-2)IIIb.1 V+A+F-	-1.90	-0.94	-15.10	-27.43
5	Pmin Comp. -Elem. N.Pdx317 -Comb: 4-2)Id.1 V-A+	-1.31	-0.76	-11.92	-19.03
6	Pmax Comp. -Elem. N.Pdx92 -Comb: 9b-2)IIa.1 V-A+	-3.99	-1.54	-25.68	-57.21
7	smax-Elem. N.Pdx35 -Comb: 13b-2)Ilc.1 V-A+	-3.78	-0.03	-4.50	-52.62
8	smin-Elem. N.Pdx197 -Comb: 9b-2)IIa.1 V-A+	-2.91	-2.13	-32.79	-42.74

Verifiche alle tensioni – frequente

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0107001	A	70 di 100

Comb.	Descrizione	σ_{max}	σ_{min}	$\sigma_{s max}$	$\sigma_{s min}$
1	M2max-Elem. N.Pdx35 -Comb: 10-3)Ilc.1 A+	-3.57	-0.38	-9.08	-49.96
2	M2min-Elem. N.Pdx57 -Comb: 11-3)Ild.1 A+	-2.05	-1.62	-24.70	-30.27
3	M3max-Elem. N.Pdx194 -Comb: 10-3)Ilc.1 A+	-3.75	-0.83	-15.56	-53.00
4	M3min-Elem. N.Psx317 -Comb: 9a-3)Ilb.1 A+	-1.96	-1.08	-17.11	-28.37
5	Pmin Comp. -Elem. N.Pdx317 -Comb: 4-3)Id.1 V-A+	-1.33	-0.76	-12.07	-19.29
6	Pmax Comp. -Elem. N.Pdx92 -Comb: 8b-3)Ila.1 A+	-3.71	-1.46	-24.29	-53.21
7	smax-Elem. N.Pdx35 -Comb: Inv.SLE 3)	-3.54	-0.36	-8.74	-49.63
8	smin-Elem. N.Pdx97 -Comb: Inv.SLE 3)	-2.68	-2.24	-34.10	-39.67

Verifiche alle tensioni – q.permanente

Comb.	Descrizione	σ_{max}	σ_{min}	$\sigma_{s max}$	$\sigma_{s min}$
1	M2max-Elem. N.Pdx35 -Comb: 1-4)Ilc.1 A+	-3.44	-0.57	-11.63	-48.49
2	M2min-Elem. N.Pdx57 -Comb: 2-4)Id.1 A+	-2.09	-1.62	-24.85	-30.78
3	M3max-Elem. N.Pdx194 -Comb: 1-4)Ilc.1 A+	-3.47	-0.81	-15.04	-49.17
4	M3min-Elem. N.Psx317 -Comb: 1-4)Ilc.1 A+	-1.81	-0.98	-15.57	-26.23
5	Pmin Comp. -Elem. N.Pdx317 -Comb: 2-4)Id.1 A+	-1.33	-0.77	-12.11	-19.34
6	Pmax Comp. -Elem. N.Pdx92 -Comb: 1-4)Ilc.1 A+	-3.49	-1.33	-22.27	-50.00
7	smax-Elem. N.Pdx35 -Comb: Inv.SLE 4)	-3.41	-0.54	-11.18	-48.03
8	smin-Elem. N.Pdx97 -Comb: Inv.SLE 4)	-2.50	-2.07	-31.49	-37.06

Verifiche di fessurazione frequente e q.permanente

Combinazione frequente: M2max -Elem. N.Pdx35 -Comb: 10-3) Ilc.1 A+

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 4778.36

$$A_{cls,eff} = 214814.25 \quad \rho_{eff} = 0.0222$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -12.59$$

$$\text{Copriferro} = 72.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 26.00$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 31447.16$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 2.56$$

$$\text{Modulo elastico acciaio} = 205000.00 \quad K_t = 0.6$$

$$\text{Ampiezza fessure } w_d = 0.0000 \quad (< 0.3000)$$

Combinazione frequente: M2min -Elem. N.Pdx57 -Comb: 11-3) Ild.1 A+

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 4778.36

$$A_{cls,eff} = 214814.25 \quad \rho_{eff} = 0.0222$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -25.17$$

$$\text{Copriferro} = 72.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 26.00$$

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0107001	A	71 di 100

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.16

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_I = 0.6$

Deformazione media $\epsilon_{sm} = -0.000074$ Distanza fessure $\Delta_s \max = 443.5038$

Ampiezza fessure $w_d = 0.0000$ (< 0.3000)

Combinazione frequente: M3max -Elem. N.Pdx194 -Comb: 10-3) Ilc.1 A+

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 4778.36

$A_{cls,eff} = 214814.25$ $\rho_{eff} = 0.0222$

Tensione baricentrica = -18.77

Copriferro = 72.00

$K_1 = 0.8000$ $K_2 = 0.5000$ $\varnothing_{equivalente} = 26.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.16

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_I = 0.6$

Ampiezza fessure $w_d = 0.0000$ (< 0.3000)

Combinazione frequente: M3min -Elem. N.Psx317 -Comb: 9a-3) Ilb.1 A+

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 4778.36

$A_{cls,eff} = 214814.25$ $\rho_{eff} = 0.0222$

Tensione baricentrica = -18.08

Copriferro = 72.00

$K_1 = 0.8000$ $K_2 = 0.5000$ $\varnothing_{equivalente} = 26.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.16

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_I = 0.6$

Ampiezza fessure $w_d = 0.0000$ (< 0.3000)

Combinazione frequente: Pmin Comp. -Elem. N.Pdx317 -Comb: 4-3) Id.1 V-A+

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 4778.36

$A_{cls,eff} = 214814.25$ $\rho_{eff} = 0.0222$

Tensione baricentrica = -12.69

Copriferro = 72.00

$K_1 = 0.8000$ $K_2 = 0.5000$ $\varnothing_{equivalente} = 26.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.16

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.56$

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0107001	A	72 di 100

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_I = 0.6$

Ampiezza fessure $w_d = 0.0000$ (< 0.3000)

Combinazione frequente: Pmax Comp. -Elem. N.Pdx92 -Comb: 8b-3) Ila.1 A+

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 4778.36

$$A_{cls,eff} = 214814.25 \quad \rho_{eff} = 0.0222$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -26.77$$

$$\text{Copriferro} = 72.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 26.00$$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.16

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_I = 0.6$

Ampiezza fessure $w_d = 0.0000$ (< 0.3000)

Combinazione frequente: smax -Elem. N.Pdx35 -Comb: Inv.SLE 3)

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 4778.36

$$A_{cls,eff} = 214814.25 \quad \rho_{eff} = 0.0222$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -12.25$$

$$\text{Copriferro} = 72.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 26.00$$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.16

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_I = 0.6$

Deformazione media $\varepsilon_{sm} = -0.000036$ Distanza fessure $\Delta_{s,max} = 443.5038$

Ampiezza fessure $w_d = 0.0000$ (< 0.3000)

Combinazione frequente: smin -Elem. N.Pdx97 -Comb: Inv.SLE 3)

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 4778.36

$$A_{cls,eff} = 214814.25 \quad \rho_{eff} = 0.0222$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -34.58$$

$$\text{Copriferro} = 72.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 26.00$$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.16

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_I = 0.6$

Deformazione media $\varepsilon_{sm} = -0.000101$ Distanza fessure $\Delta_{s,max} = 443.5038$

Ampiezza fessure $w_d = 0.0000$ (<0.3000)

Combinazione quasi permanente: M2max -Elem. N.Pdx35 -Comb: 1-4) Ic.1 A+

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 4778.36

$$A_{cls,eff} = 214814.25 \quad \rho_{eff} = 0.0222$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -14.80$$

$$\text{Copriferro} = 72.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 26.00$$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.16

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_t = 0.6$

Deformazione media $\varepsilon_{sm} = -0.000043$ Distanza fessure $\Delta_s \max = 443.5038$

Ampiezza fessure $w_d = 0.0000$ (<0.3000)

Combinazione quasi permanente: M2min -Elem. N.Pdx57 -Comb: 2-4) Id.1 A+

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 4778.36

$$A_{cls,eff} = 214814.25 \quad \rho_{eff} = 0.0222$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -25.36$$

$$\text{Copriferro} = 72.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 26.00$$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.16

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_t = 0.6$

Deformazione media $\varepsilon_{sm} = -0.000074$ Distanza fessure $\Delta_s \max = 443.5038$

Ampiezza fessure $w_d = 0.0000$ (<0.3000)

Combinazione quasi permanente: M3max -Elem. N.Pdx194 -Comb: 1-4) Ic.1 A+

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 4778.36

$$A_{cls,eff} = 214814.25 \quad \rho_{eff} = 0.0222$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -17.97$$

$$\text{Copriferro} = 72.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 26.00$$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.16

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_t = 0.6$

Ampiezza fessure $w_d = 0.0000$ (<0.3000)

Combinazione quasi permanente: M3min -Elem. N.Psx317 -Comb: 1-4) Ic.1 A+

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 4778.36

$$A_{cls,eff} = 214814.25 \quad \rho_{eff} = 0.0222$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -16.48$$

$$\text{Copriferro} = 72.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 26.00$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 31447.16$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 2.56$$

$$\text{Modulo elastico acciaio} = 205000.00 \quad K_f = 0.6$$

$$\text{Deformazione media } \varepsilon_{sm} = -0.000048 \quad \text{Distanza fessure } \Delta_s \text{ max} = 443.5038$$

$$\text{Ampiezza fessure } w_d = 0.0000 \quad (<0.3000)$$

Combinazione quasi permanente: Pmin Comp. -Elem. N.Pdx317 -Comb: 2-4) Id.1 A+

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 4778.36

$$A_{cls,eff} = 214814.25 \quad \rho_{eff} = 0.0222$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -12.73$$

$$\text{Copriferro} = 72.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 26.00$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 31447.16$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 2.56$$

$$\text{Modulo elastico acciaio} = 205000.00 \quad K_f = 0.6$$

$$\text{Ampiezza fessure } w_d = 0.0000 \quad (<0.3000)$$

Combinazione quasi permanente: Pmax Comp. -Elem. N.Pdx92 -Comb: 1-4) Ic.1 A+

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 4778.36

$$A_{cls,eff} = 214814.25 \quad \rho_{eff} = 0.0222$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -24.65$$

$$\text{Copriferro} = 72.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 26.00$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 31447.16$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 2.56$$

$$\text{Modulo elastico acciaio} = 205000.00 \quad K_f = 0.6$$

$$\text{Ampiezza fessure } w_d = 0.0000 \quad (<0.3000)$$

Combinazione quasi permanente: smax -Elem. N.Pdx35 -Comb: Inv.SLE 4)

Sezione tutta compressa

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0107001	A	75 di 100

Armature efficaci: Area totale = 4778.36

$$A_{cls,eff} = 214814.25 \quad \rho_{eff} = 0.0222$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -14.34$$

$$\text{Copriferro} = 72.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 26.00$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 31447.16$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 2.56$$

$$\text{Modulo elastico acciaio} = 205000.00 \quad K_t = 0.6$$

$$\text{Ampiezza fessure } w_d = 0.0000 \quad (<0.3000)$$

Combinazione quasi permanente: smin -Elem. N.Pdx97 -Comb: Inv.SLE 4)

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 4778.36

$$A_{cls,eff} = 214814.25 \quad \rho_{eff} = 0.0222$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -31.97$$

$$\text{Copriferro} = 72.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 26.00$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 31447.16$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 2.56$$

$$\text{Modulo elastico acciaio} = 205000.00 \quad K_t = 0.6$$

$$\text{Ampiezza fessure } w_d = 0.0000 \quad (<0.3000)$$

7.6.3.4 VERIFICHE SLE A PRESSOFLESSIONE E FESSURAZIONE – DA -9 A PIEDE PALO

Sollecitazioni di progetto – rara

Comb.	N	Ecc.X	Ecc.Y	Mx	My
1	-2650	0.00	0.00	310	0
2	-2122	0.00	0.00	157	0
3	-3524	0.00	0.00	294	0
4	-3623	0.00	0.00	0	0
5	-1558	0.00	0.00	141	0
6	-4029	0.00	0.00	0	0
7	-2650	0.00	0.00	310	0
8	-4029	0.00	0.00	0	0

Sollecitazioni di progetto – frequente

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0107001	A	76 di 100

Comb.	N	Ecc.X	Ecc.Y	Mx	My
1	-2736	0.00	0.00	267	0
2	-2060	0.00	0.00	152	0
3	-3134	0.00	0.00	255	0
4	-3456	0.00	0.00	0	0
5	-1576	0.00	0.00	144	0
6	-3787	0.00	0.00	0	0
7	-1576	0.00	0.00	160	0
8	-3787	0.00	0.00	0	0

Sollecitazioni di progetto – q.permanente

Comb.	N	Ecc.X	Ecc.Y	Mx	My
1	-2783	0.00	0.00	243	0
2	-2044	0.00	0.00	151	0
3	-2938	0.00	0.00	234	0
4	-2996	0.00	0.00	0	0
5	-1580	0.00	0.00	144	0
6	-3553	0.00	0.00	0	0
7	-1580	0.00	0.00	151	0
8	-3553	0.00	0.00	0	0

Verifiche alle tensioni – rara

Comb.	Descrizione	σ_{max}	σ_{min}	$\sigma_{s max}$	$\sigma_{s min}$
1	M2max-Elem. N.Pdx31-Comb: 13b-2) Ilc.1 V-A+	-3.83	-0.54	-11.33	-54.17
2	M2min-Elem. N.Psx311-Comb: 1-2) Ic.1 V+A+	-2.58	-0.91	-15.38	-37.07
3	M3max-Elem. N.Pdx191-Comb: 13b-2) Ilc.1 V-A+	-4.47	-1.34	-23.24	-63.87
4	M3min-Elem. N.Pdx121-Comb: 9b-2) Ilc.1 V-A+	-2.99	-2.99	-44.78	-44.78
5	Pmin Comp.-Elem. N.Pdx311-Comb: 4-2) Id.1 V-A+	-2.03	-0.53	-9.51	-29.00
6	Pmax Comp.-Elem. N.Pdx81-Comb: 9b-2) Ilc.1 V-A+	-3.32	-3.32	-49.79	-49.79
7	smax-Elem. N.Pdx31-Comb: 13b-2) Ilc.1 V-A+	-3.83	-0.54	-11.33	-54.17
8	smin-Elem. N.Pdx81-Comb: 9b-2) Ilc.1 V-A+	-3.32	-3.32	-49.79	-49.79

Verifiche alle tensioni – frequente

Comb.	Descrizione	σ_{max}	σ_{min}	$\sigma_{s max}$	$\sigma_{s min}$
1	M2max-Elem. N.Pdx31-Comb: 10-3) Ilc.1 A+	-3.68	-0.83	-15.33	-52.29
2	M2min-Elem. N.Psx311-Comb: 1-3) Ic.1 V+A+	-2.51	-0.89	-14.93	-35.98
3	M3max-Elem. N.Pdx191-Comb: 10-3) Ilc.1 A+	-3.94	-1.22	-21.08	-56.38
4	M3min-Elem. N.Pdx121-Comb: 8b-3) Ilc.1 A+	-2.85	-2.85	-42.72	-42.72
5	Pmin Comp.-Elem. N.Pdx311-Comb: 4-3) Id.1 V-A+	-2.06	-0.53	-9.54	-29.40
6	Pmax Comp.-Elem. N.Pdx81-Comb: 8b-3) Ilc.1 A+	-3.12	-3.12	-46.80	-46.80
7	smax-Elem. N.Pdx311-Comb: Inv.SLE 3)	-2.15	-0.45	-8.41	-30.54
8	smin-Elem. N.Pdx81-Comb: 8b-3) Ilc.1 A+	-3.12	-3.12	-46.80	-46.80

Verifiche alle tensioni – q.permanente

Comb.	Descrizione	σ_{max}	σ_{min}	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,min}$
1	M2max-Elem. N.Pdx31-Comb: 1-4)Ic.1 A+	-3.59	-1.00	-17.59	-51.21
2	M2min-Elem. N.Psx311-Comb: 1-4)Ic.1 A+	-2.49	-0.88	-14.82	-35.71
3	M3max-Elem. N.Pdx191-Comb: 1-4)Ic.1 A+	-3.66	-1.18	-20.17	-52.46
4	M3min-Elem. N.Pdx121-Comb: 2-4)Id.1 A+	-2.47	-2.47	-37.02	-37.02
5	Pmin Comp.-Elem. N.Pdx311-Comb: 2-4)Id.1 A+	-2.07	-0.53	-9.55	-29.51
6	Pmax Comp.-Elem. N.Pdx81-Comb: 1-4)Ic.1 A+	-2.93	-2.93	-43.91	-43.91
7	smax-Elem. N.Pdx311-Comb: Inv.SLE 4)	-2.10	-0.50	-9.09	-29.97
8	smin-Elem. N.Pdx81-Comb: 1-4)Ic.1 A+	-2.93	-2.93	-43.91	-43.91

Verifiche di fessurazione frequente e q.permanente

Combinazione frequente: M2max -Elem. N.Pdx31 -Comb: 10-3) Ic.1 A+

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 1570.80

$$A_{cls,eff} = 180405.12 \quad \rho_{eff} = 0.0087$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -17.51$$

$$\text{Copriferro} = 70.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 20.00$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 31447.16$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 2.56$$

$$\text{Modulo elastico acciaio} = 205000.00 \quad K_t = 0.6$$

$$\text{Ampiezza fessure } w_d = 0.0000 \quad (<0.3000)$$

Combinazione frequente: M2min -Elem. N.Psx311 -Comb: 1-3) Ic.1 V+A+

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 1570.80

$$A_{cls,eff} = 180405.12 \quad \rho_{eff} = 0.0087$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -16.17$$

$$\text{Copriferro} = 70.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 20.00$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 31447.16$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 2.56$$

$$\text{Modulo elastico acciaio} = 205000.00 \quad K_t = 0.6$$

$$\text{Ampiezza fessure } w_d = 0.0000 \quad (<0.3000)$$

Combinazione frequente: M3max -Elem. N.Pdx191 -Comb: 10-3) Ic.1 A+

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 1570.80

$$A_{cls,eff} = 180405.12 \quad \rho_{eff} = 0.0087$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -23.16$$

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0107001	A	78 di 100

Copriferro = 70.00

$K_1 = 0.8000$ $K_2 = 0.5000$ $\varnothing_{equivalente} = 20.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.16

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_I = 0.6$

Ampiezza fessure $w_d = 0.0000$ (< 0.3000)

Combinazione frequente: M3min -Elem. N.Pdx121 -Comb: 8b-3) Ila.1 A+

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 1570.80

$A_{cls,eff} = 180405.12$ $\rho_{eff} = 0.0087$

Tensione baricentrica = -42.72

Copriferro = 70.00

$K_1 = 0.8000$ $K_2 = 0.5000$ $\varnothing_{equivalente} = 20.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.16

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_I = 0.6$

Ampiezza fessure $w_d = 0.0000$ (< 0.3000)

Combinazione frequente: Pmin Comp. -Elem. N.Pdx311 -Comb: 4-3) Id.1 V-A+

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 1570.80

$A_{cls,eff} = 180405.12$ $\rho_{eff} = 0.0087$

Tensione baricentrica = -10.71

Copriferro = 70.00

$K_1 = 0.8000$ $K_2 = 0.5000$ $\varnothing_{equivalente} = 20.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.16

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_I = 0.6$

Ampiezza fessure $w_d = 0.0000$ (< 0.3000)

Combinazione frequente: Pmax Comp. -Elem. N.Pdx81 -Comb: 8b-3) Ila.1 A+

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 1570.80

$A_{cls,eff} = 180405.12$ $\rho_{eff} = 0.0087$

Tensione baricentrica = -46.80

Copriferro = 70.00

$K_1 = 0.8000$ $K_2 = 0.5000$ $\varnothing_{equivalente} = 20.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.16

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0107001	A	79 di 100

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_I = 0.6$

Ampiezza fessure $w_d = 0.0000$ (< 0.3000)

Combinazione frequente: smax -Elem. N.Pdx311 -Comb: Inv.SLE 3)

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 1570.80

$$A_{cls,eff} = 180405.12 \quad \rho_{eff} = 0.0087$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -9.71$$

$$\text{Copriferro} = 70.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 20.00$$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.16

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_I = 0.6$

Ampiezza fessure $w_d = 0.0000$ (< 0.3000)

Combinazione frequente: smin -Elem. N.Pdx81 -Comb: 8b-3) Ila.1 A+

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 1570.80

$$A_{cls,eff} = 180405.12 \quad \rho_{eff} = 0.0087$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -46.80$$

$$\text{Copriferro} = 70.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 20.00$$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.16

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_I = 0.6$

Ampiezza fessure $w_d = 0.0000$ (< 0.3000)

Combinazione quasi permanente: M2max -Elem. N.Pdx31 -Comb: 1-4) Ic.1 A+

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 1570.80

$$A_{cls,eff} = 180405.12 \quad \rho_{eff} = 0.0087$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -19.57$$

$$\text{Copriferro} = 70.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 20.00$$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.16

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_I = 0.6$

Ampiezza fessure $w_d = 0.0000$ (< 0.3000)

Combinazione quasi permanente: M2min -Elem. N.Psx311 -Comb: 1-4) Ic.1 A+

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 1570.80

$$A_{cls,eff} = 180405.12 \quad \rho_{eff} = 0.0087$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -16.05$$

$$\text{Copriferro} = 70.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 20.00$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 31447.16$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 2.56$$

$$\text{Modulo elastico acciaio} = 205000.00 \quad K_t = 0.6$$

$$\text{Ampiezza fessure } w_d = 0.0000 \quad (<0.3000)$$

Combinazione quasi permanente: M3max -Elem. N.Pdx191 -Comb: 1-4) Ic.1 A+

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 1570.80

$$A_{cls,eff} = 180405.12 \quad \rho_{eff} = 0.0087$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -22.07$$

$$\text{Copriferro} = 70.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 20.00$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 31447.16$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 2.56$$

$$\text{Modulo elastico acciaio} = 205000.00 \quad K_t = 0.6$$

$$\text{Ampiezza fessure } w_d = 0.0000 \quad (<0.3000)$$

Combinazione quasi permanente: M3min -Elem. N.Pdx121 -Comb: 2-4) Id.1 A+

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 1570.80

$$A_{cls,eff} = 180405.12 \quad \rho_{eff} = 0.0087$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -37.02$$

$$\text{Copriferro} = 70.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 20.00$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 31447.16$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 2.56$$

$$\text{Modulo elastico acciaio} = 205000.00 \quad K_t = 0.6$$

$$\text{Ampiezza fessure } w_d = 0.0000 \quad (<0.3000)$$

Combinazione quasi permanente: Pmin Comp. -Elem. N.Pdx311 -Comb: 2-4) Id.1 A+

Sezione tutta compressa

Armature efficaci: Area totale = 1570.80

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0107001	A	81 di 100

$$A_{cls,eff} = 180405.12 \quad \rho_{eff} = 0.0087$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -10.72$$

$$\text{Copriferro} = 70.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 20.00$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 31447.16$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 2.56$$

$$\text{Modulo elastico acciaio} = 205000.00 \quad K_t = 0.6$$

$$\text{Ampiezza fessure } w_d = 0.0000 \quad (<0.3000)$$

Combinazione quasi permanente: Pmax Comp. -Elem. N.Pdx81 -Comb: 1-4) Ic.1 A+

Sezione tutta compressa

$$\text{Armature efficaci: Area totale} = 1570.80$$

$$A_{cls,eff} = 180405.12 \quad \rho_{eff} = 0.0087$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -43.91$$

$$\text{Copriferro} = 70.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 20.00$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 31447.16$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 2.56$$

$$\text{Modulo elastico acciaio} = 205000.00 \quad K_t = 0.6$$

$$\text{Ampiezza fessure } w_d = 0.0000 \quad (<0.3000)$$

Combinazione quasi permanente: smax -Elem. N.Pdx311 -Comb: Inv.SLE 4)

Sezione tutta compressa

$$\text{Armature efficaci: Area totale} = 1570.80$$

$$A_{cls,eff} = 180405.12 \quad \rho_{eff} = 0.0087$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -10.32$$

$$\text{Copriferro} = 70.00$$

$$K_1 = 0.8000 \quad K_2 = 0.5000 \quad \varnothing_{equivalente} = 20.00$$

$$\text{Modulo elastico calcestruzzo} = 31447.16$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{ctm} = 2.56$$

$$\text{Modulo elastico acciaio} = 205000.00 \quad K_t = 0.6$$

$$\text{Ampiezza fessure } w_d = 0.0000 \quad (<0.3000)$$

Combinazione quasi permanente: smin -Elem. N.Pdx81 -Comb: 1-4) Ic.1 A+

Sezione tutta compressa

$$\text{Armature efficaci: Area totale} = 1570.80$$

$$A_{cls,eff} = 180405.12 \quad \rho_{eff} = 0.0087$$

$$\text{Tensione baricentrica} = -43.91$$

$$\text{Copriferro} = 70.00$$

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0107001	A	82 di 100

$K_1 = 0.8000$ $K_2 = 0.5000$ $\varnothing_{equivalente} = 20.00$

Modulo elastico calcestruzzo = 31447.16

Resistenza a trazione $f_{ctm} = 2.56$

Modulo elastico acciaio = 205000.00 $K_f = 0.6$

Deformazione media $\epsilon_{sm} = -0.000129$ Distanza fessure $\Delta_s_{max} = 628.4882$

Ampiezza fessure $w_d = -0.0808$ (< 0.3000)

7.6.3.5 VERIFICHE IN CAMPO ELASTICO (SISMA)

Da testa palo a -3m da testa palo

Parametri di sollecitazione:

Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-4243	0.00	0.00	1569	0
2	-1966	0.00	0.00	2495	0
3	-1924	0.00	0.00	1271	0
4	-4890	0.00	0.00	2400	0
5	923	0.00	0.00	833	0
6	-5860	0.00	0.00	224	0
7	923	0.00	0.00	1472	0
8	-5410	0.00	0.00	1480	0

Tensioni massime nei materiali:

Comb.	Descrizione	σ_{max}	σ_{min}	σ_{smax}	σ_{smin}
1	M2max-Elem. N.Psx80 -Comb: 18-5A) c.1 M1 Y++	-9.54	0.00	59.70	-126.97
2	M2min-Elem. N.Pdx60 -Comb: 25-5A) c.1 M1 Y++	-14.06	0.00	235.90	-175.46
3	M3max-Elem. N.Pdx260 -Comb: 10-5A) c.1 M1 X--	-7.38	0.00	89.19	-94.78
4	M3min-Elem. N.Pdx200 -Comb: 2-5A) c.1 M1 X++	-14.19	0.00	131.28	-185.58
5	Pmax Traz. -Elem. N.Psx200 -Comb: 13-5A) d.1 M1 X++	-4.03	0.00	139.58	-44.58
6	Pmax Comp. -Elem. N.Psx158 -Comb: 9-5A) c.1 M1 X++	-4.63	-2.89	-45.19	-67.50
7	smax-Elem. N.Psx200 -Comb: Inv.SLV 5A)	-7.52	0.00	218.29	-86.51
8	smin-Elem. N.Pdx40 -Comb: Inv.SLV 5A)	-9.50	0.00	29.63	-128.79

Da -3m a -9m

Parametri di sollecitazione:

Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-2852	0.00	0.00	691	0
2	-3021	0.00	0.00	420	0
3	-777	0.00	0.00	662	0
4	-4398	0.00	0.00	400	0
5	838	0.00	0.00	176	0
6	-6030	0.00	0.00	198	0
7	-529	0.00	0.00	819	0
8	-5945	0.00	0.00	474	0

Tensioni massime nei materiali:

Comb.	Descrizione	σ_{max}	σ_{min}	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,min}$
1	M2max-Elem. N.Pdx34 -Comb: 25-5A) c.1 M1 Y++	-5.44	0.00	12.68	-74.18
2	M2min-Elem. N.Psx14 -Comb: 18-5A) c.1 M1 Y++	-4.19	-0.31	-8.75	-58.52
3	M3max-Elem. N.Pdx34 -Comb: 2-5A) c.1 M1 X++	-5.08	0.00	90.62	-62.98
4	M3min-Elem. N.Pdx155 -Comb: 10-5A) c.1 M1 X--	-5.12	-1.43	-25.31	-72.71
5	PmaxTraz. -Elem. N.Psx197 -Comb: 13-5A) d.1 M1 X++	0.19	0.00	106.14	11.10
6	PmaxComp. -Elem. N.Psx152 -Comb: 9-5A) c.1 M1 X++	-5.40	-3.57	-55.53	-78.99
7	smax-Elem. N.Pdx34 -Comb: Inv.SLV 5A)	-6.32	0.00	142.48	-75.92
8	smin-Elem. N.Psx155 -Comb: Inv.SLV 5A)	-6.61	-2.23	-38.17	-94.34

Da -9m a piede palo

Parametri di sollecitazione:

Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-2937	0.00	0.00	514	0
2	-4042	0.00	0.00	293	0
3	-5192	0.00	0.00	484	0
4	-2178	0.00	0.00	268	0
5	668	0.00	0.00	214	0
6	-6341	0.00	0.00	0	0
7	249	0.00	0.00	550	0
8	-6030	0.00	0.00	323	0

Tensioni massime nei materiali:

Comb.	Descrizione	σ_{max}	σ_{min}	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,min}$
1	M2max-Elem. N.Pdx31 -Comb: 25-5A) c.1 M1 Y++	-5.16	0.00	-0.63	-71.88
2	M2min-Elem. N.Psx31 -Comb: 18-5A) c.1 M1 Y++	-4.88	-1.78	-29.74	-70.16
3	M3max-Elem. N.Pdx191 -Comb: 2-5A) c.1 M1 X++	-6.85	-1.71	-30.75	-97.58
4	M3min-Elem. N.Pdx251 -Comb: 10-5A) c.1 M1 X--	-3.22	-0.37	-8.41	-45.43
5	PmaxTraz. -Elem. N.Psx191 -Comb: 13-5A) d.1 M1 X++	-1.83	0.00	256.62	-7.23
6	PmaxComp. -Elem. N.Psx141 -Comb: 9-5A) c.1 M1 X++	-5.22	-5.22	-78.36	-78.36
7	smax-Elem. N.Pdx191 -Comb: Inv.SLV 5A)	-6.87	0.00	338.98	-71.49
8	smin-Elem. N.Psx151 -Comb: Inv.SLV 5A)	-6.68	-3.25	-52.23	-96.81

7.6.3.6 VERIFICHE A TAGLIO

Da testa palo a -4 da testa palo

La massima sollecitazione a taglio per i pali del fusto/paragliaia, nel tratto da testa palo a 3m di profondità, è stata individuata in condizioni sismiche ed è pari a $T=1212\text{kN}$ (Comb: 2-5A) c.1 M1 X++).

Poichè da normativa si richiede che la sollecitazione di taglio in condizioni sismiche comporti una tensione nelle strutture che rimanga in campo elastico, si è provveduto alla riduzione della Resistenza di calcolo a "taglio trazione" (V_{rsd}) e della Resistenza di calcolo a "taglio compressione" (V_{rcd}) del coefficiente 1.25.

La verifica quindi porge:

V_{rd}	=	1233.04	kN	Resistenza a taglio di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio
V_{ed}	=	1212.00	kN	Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente
V_{rsd}	=	1233.04	kN	Resistenza di calcolo a "taglio trazione"
V_{rcd}	=	1991.23	kN	Resistenza di calcolo a "taglio compressione"
N_{ed}	=	0.00	kN	Valore di calcolo dello sforzo normale
sezione verificata a taglio				

θ	=	30.00	°	Inclinazione puntoni di cls rispetto all'asse della trave
b_w	=	108.00	cm	Larghezza utile della sezione
d	=	83.82	cm	Altezza utile della sezione

ϕ_{staf}	=	12	mm	Diametro staffe
		2	n°	n°braccia staffe
A_{sw}	=	226.08	mm ²	Area armatura trasversale
s	=	7.5	cm	Interasse tra due armature trasversali consecutive
α	=	90	°	angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
f_{yk}	=	450	N/mm ²	Resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio delle staffe

Da -4 a piede palo

La massima sollecitazione a taglio per i pali del fusto/paraghiaia, nel tratto da 3m di profondità fino a piede palo, è stata individuata in condizione sismiche ed è pari a T=201kN (Comb: 26-5A) c.1 M1 Y--+).

Poiché da normativa si richiede che la sollecitazione di taglio in condizioni sismiche comporti una tensione nelle strutture che rimanga in campo elastico, si è provveduto alla riduzione della Resistenza di calcolo a "taglio trazione" (V_{rsd}) e della Resistenza di calcolo a "taglio compressione" (V_{rcd}) del coefficiente 1.25.

La verifica quindi porge:

V_{rd}	=	331.89	kN	Resistenza a taglio di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio
V_{ed}	=	201.00	kN	Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente
V_{rsd}	=	331.89	kN	Resistenza di calcolo a "taglio trazione"
V_{rcd}	=	2058.13	kN	Resistenza di calcolo a "taglio compressione"
N_{ed}	=	0.00	kN	Valore di calcolo dello sforzo normale
sezione verificata a taglio				

θ	=	30.00	°	Inclinazione puntoni di cls rispetto all'asse della trave
b_w	=	108.00	cm	Larghezza utile della sezione
d	=	86.64	cm	Altezza utile della sezione

ϕ_{staf}	=	10	mm	Diametro staffe
		2	n°	n°braccia staffe
A_{sw}	=	157	mm ²	Area armatura trasversale
s	=	20	cm	Interasse tra due armature trasversali consecutive
α	=	90	°	angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
f_{yk}	=	450	N/mm ²	Resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio delle staffe

7.6.4 VERIFICA DI PORTANZA VERTICALE DEI PALI

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni più significative e per le combinazioni di carico risultate più critiche.

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D.M.17.01.2018 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2); risultano i seguenti tipi di verifiche:

Verifiche agli Stati Limite Ultimi (Approccio 1, combinazione 1 – A1M1R1).

Verifiche agli Stati Limite Ultimi (Approccio 1, combinazione 2 – A2M1R2).

Verifiche delle azioni Sismiche (Approccio 1, combinazione 2 – A2M1R3).

Si prevede una lunghezza dei pali di fondazione pari a 20.00m.

Lunghezza dei pali: L=20.00m.

CARICO DI PROGETTO Ed

	Ed,Compressione	Ed,Trazione
	kN	kN
APP.1-COMB1 SLU	4732	
APP.1-COMB2 SLU	3564	
APP.1-COMB2 SLV	5804	923

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0107001	A	86 di 100

Il carico limite di progetto viene determinato come:

$$R_{cd} = R_{bd} + R_{sd} - W_p$$

in cui:

$R_{bd} = R_{bk} / \gamma_b$:	Resistenza alla punta di progetto
$R_{sd} = R_{sk} / \gamma_s$:	Resistenza laterale di progetto
$R_{bk} = R_{bm} / \zeta$:	Resistenza alla punta caratteristica
$R_{sk} = R_{sm} / \zeta$:	Resistenza laterale caratteristica
$R_{bm} = Q_b$:	Resistenza media alla punta
$R_{sm} = Q_s$:	Resistenza media laterale
W_p :	peso proprio del palo alleggerito

PORTANZA UNITARIA ALLA PUNTA

Terreni granulari ($c = 0, \phi < 0$)

In accordo alla teoria di Berenzantsev^(*):

$$q_b = N_q^* \times \sigma_v \quad \text{con:} \quad N_q^*: \text{coefficiente di capacit\`a portante corrispondente all'insorgere delle prime deformazioni plastiche (ced. = 0,06 - 0,10 D)}$$

N_q^* \u00e8 dato dal grafico a destra riportato:



In ogni caso viene assunto per q_b il valore limite di $q_{b,lim}$.

Terreni coesivi ($c > 0$)

Il calcolo viene svolto in termini di tensioni totali

La resistenza alla punta viene espressa come:

$$q_b = \sigma_v + 9 c_u$$

RESISTENZA LATERALE UNITARIA

Terreni granulari ($c = 0, \phi < 0$)

$$q_s = K \tan \delta \sigma_v \quad \text{con:} \quad K \text{ assunto pari a } 1 - \text{sen } f$$

$$\tan \delta = \tan \phi$$

In ogni caso non viene superato il valore limite di $q_{l,lim}$.

Terreni coesivi ($c > 0$)

$$q_s = \alpha c_u \quad \text{con:} \quad \alpha \text{ variabile in funzione di } c_u \text{ secondo la seguente tabella (AGI - 1984)}$$

c_u (kPa)	α
≤ 25	0.9
da 25 a 50	0.8
da 50 a 75	0.6
> 75	0.4

In ogni caso non viene superato il valore limite di $q_{l,lim}$.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

	unit\`a	
Diametro palo	m	1.20
Superficie resistente alla punta	mq	1.13
Superficie laterale per lunghezza unitaria	mq	3.77
peso specifico del palo	kN/m ³	25.00

STRATIGRAFIA DI PROGETTO (DA Q.T.P.)

n.	DESCRIZIONE	DA	A	c_u	ϕ'	γ
1	Ghiaia sabbiosa umida	0.0	-9.0	0.0	40.0	19.0
2	Ghiaia sabbiosa nocciola	-9.0	-35.0	0.0	40.0	19.0

FALDA

Quota livello falda da q.t.p.	unità	
	m	35.00

SOVRACCARICO A Q.T.P.

Tensione totale in testa palo	kN/m ²	91.2
Tensione efficace in testa palo		91.2

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

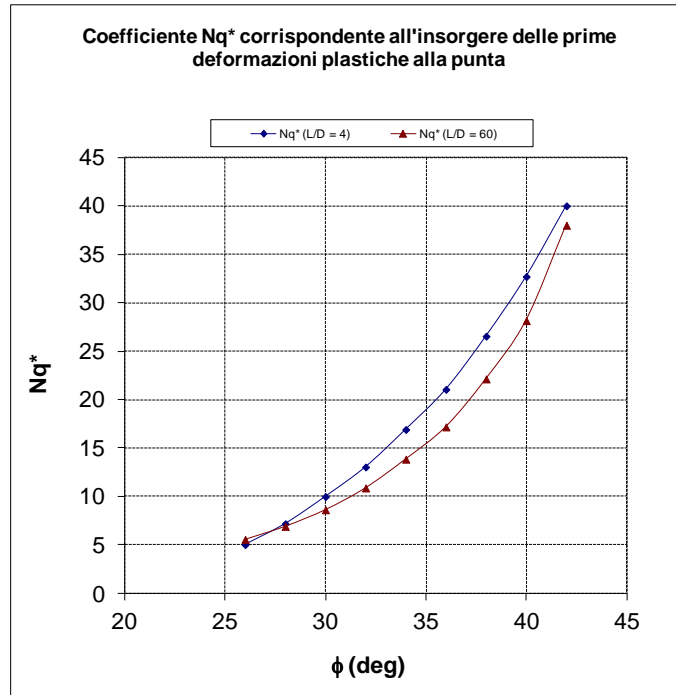
Tipo di Palo	t	Trivellato
coefficiente γ_L		1.00
coefficiente γ_R		1.00
coefficiente γ_{M1}		1.00
coefficiente ζ		1.65

CARICO DI PROGETTO Ed

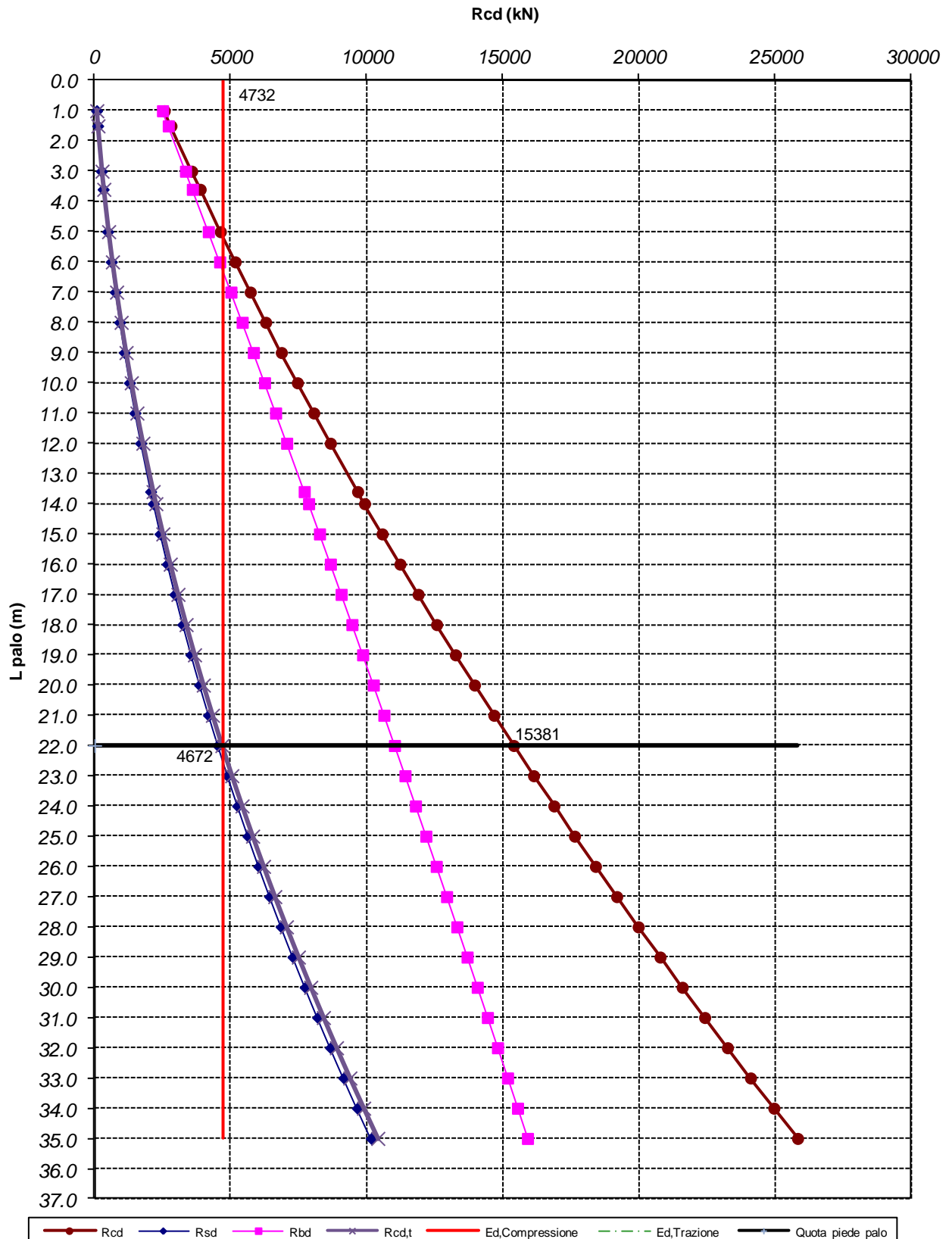
	Ed,Cor Ed,Trazione	
	kN	kN
APP.1-COMB1 SLU	4732	
APP.1-COMB2 SLU	3564	
APP.1-COMB2 SLV	5804	923

	m
Lunghezza palo di progetto	20.00
Profondità testa palo	2.00
Quota piede palo	22.00

PROFONDITA' INDAGATA	Red
quota minima	0.00
quota massima	35.00
	25810



**Diagramma del carico limite del palo in funzione della lunghezza
APP.1 COMB.1 - SLU (A1-M1-R1)**



CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO COMPRESSO (D.M. 14.01.2008) - APPROCCIO 1 - COMBINAZIONE 2 (A2-M1-R2) - SLU-SLE

Il carico limite di progetto viene determinato come:

$$R_{cd} = R_{bd} + R_{sd} - W_p$$

in cui:

$R_{bd} = R_{bk} / \gamma_b$: Resistenza alla punta di progetto
 $R_{sd} = R_{sk} / \gamma_s$: Resistenza laterale di progetto
 $R_{bk} = R_{bm} / \zeta$: Resistenza alla punta caratteristica
 $R_{sk} = R_{sm} / \zeta$: Resistenza laterale caratteristica
 $R_{bm} = Q_b$: Resistenza media alla punta
 $R_{sm} = Q_s$: Resistenza media laterale
 W_p : peso proprio del palo alleggerito

PORTANZA UNITARIA ALLA PUNTA

Terreni granulari ($c = 0, \phi < 0$)

In accordo alla teoria di Berenzantsev⁽¹⁾:

$q_b = N_q^* \times \sigma_v$ con: N_q^* : coefficiente di capacità portante corrispondente all'insorgere delle prime deformazioni plastiche (ced. = 0,06 - 0,10 D)

N_q^* è dato dal grafico a destra riportato:



In ogni caso viene assunto per q_b il valore limite di $q_{b,lim}$.

Terreni coesivi ($c > 0$)

Il calcolo viene svolto in termini di tensioni totali

La resistenza alla punta viene espressa come:

$$q_b = \sigma_v + 9 c_u$$

RESISTENZA LATERALE UNITARIA

Terreni granulari ($c = 0, \phi < 0$)

$q_s = K \tan \delta \sigma_v$ con: K assunto pari a 1 - sen f
 $\tan \delta = \tan \phi$

In ogni caso non viene superato il valore limite di $q_{l,lim}$.

Terreni coesivi ($c > 0$)

$q_s = \alpha c_u$ con: α variabile in funzione di c_u secondo la seguente tabella (AGI - 1984)

c_u (kPa)	α
≤ 25	0.9
da 25 a 50	0.8
da 50 a 75	0.6
> 75	0.4

In ogni caso non viene superato il valore limite di $q_{l,lim}$.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE unità

Diametro palo	m	1.20
Superficie resistente alla punta	m ²	1.13
Superficie laterale per lunghezza unitaria	m ²	3.77
peso specifico del palo	kN/m ³	25.00

STRATIGRAFIA DI PROGETTO (DA Q.T.P.)

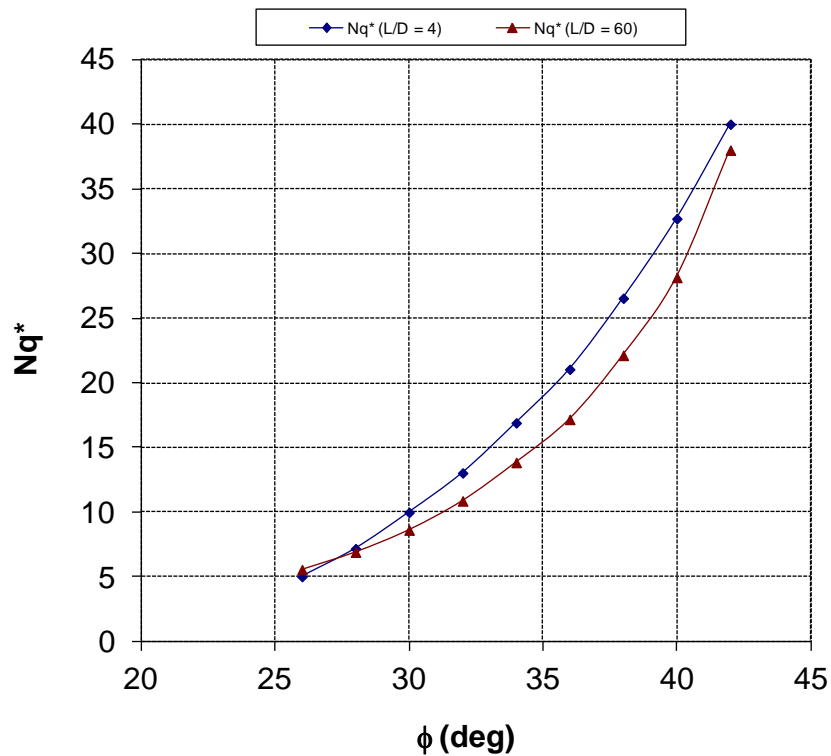
n.	DESCRIZIONE	DA	A
1	Ghiaia sabbiosa umida	0.0	-9.0
2	Ghiaia sabbiosa nocciola	-9.0	-35.0
3	0	0.0	0.0
4	0	0.0	0.0
5	0	0.0	0.0

FALDA	unità	
Quota livello falda da q.t.p.	m	35.00

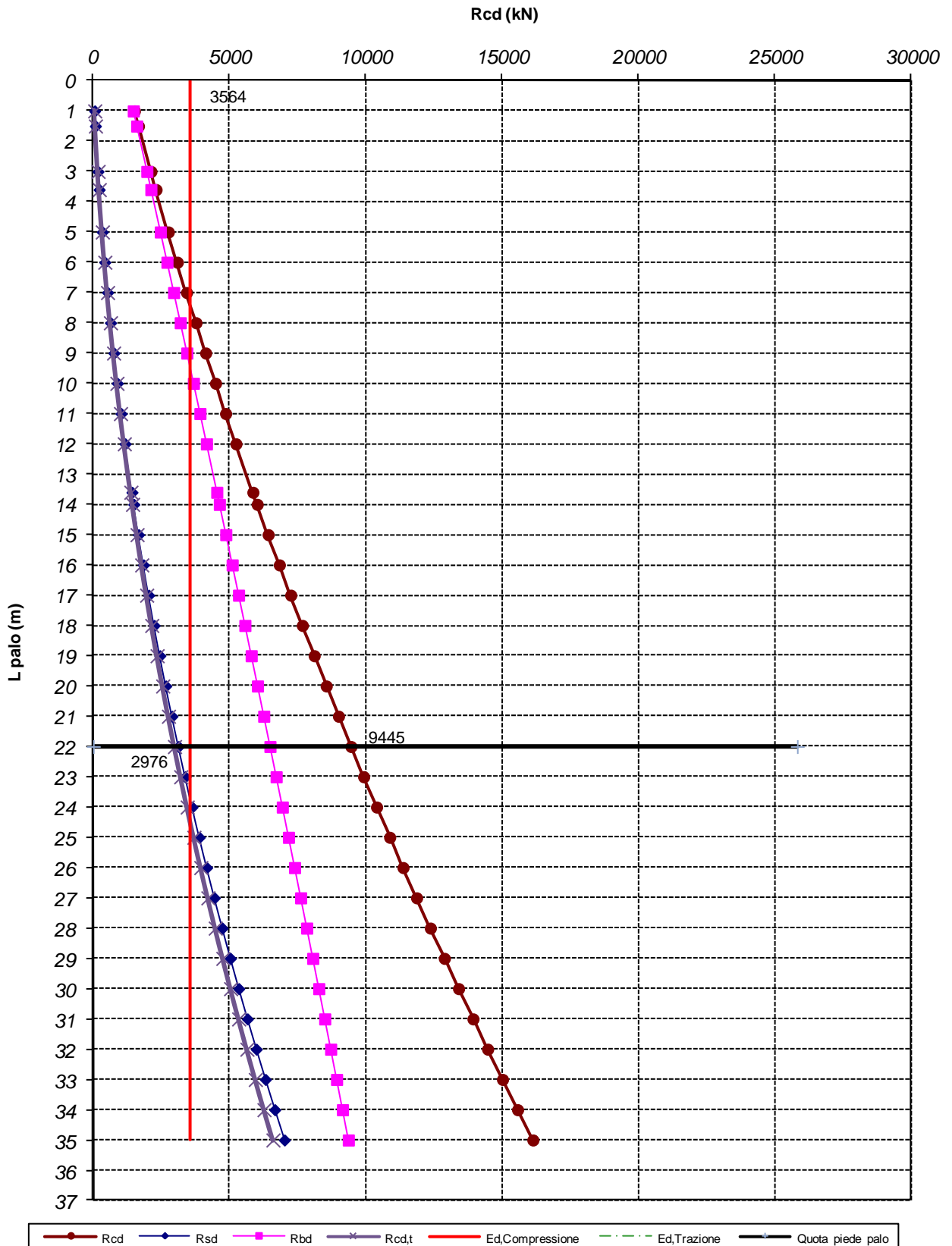
SOVRACCARICO A Q.T.P.		
Tensione totale in testa palo	kN/m ²	91.2
Tensione efficace in testa palo		91.2

COEFFICIENTI DI SICUREZZA		
Tipo di Palo	t	Trivellato
coefficiente γ_b		1.70
coefficiente γ_s		1.45
coefficiente γ_{st}		1.60
coefficiente c		1.65

Coefficiente Nq^* corrispondente all'insorgere delle prime deformazioni plastiche alla punta



**Diagramma del carico limite del palo in funzione della lunghezza
APP.1 COMB.2 - SLU-SLE (A2-M1-R2)**



CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO COMPRESSO (D.M. 14.01.2008) - APPROCCIO 1 - COMBINAZIONE 2 (A2-M1-R3) - SIS

Il carico limite di progetto viene determinato come:

$$R_{cd} = R_{bd} + R_{sd} - W_p$$

in cui:

$R_{bd} = R_{bk} / \gamma_b$:	Resistenza alla punta di progetto
$R_{sd} = R_{sk} / \gamma_s$:	Resistenza laterale di progetto
$R_{bk} = R_{bm} / \zeta$:	Resistenza alla punta caratteristica
$R_{sk} = R_{sm} / \zeta$:	Resistenza laterale caratteristica
$R_{bm} = Q_b$:	Resistenza media alla punta
$R_{sm} = Q_s$:	Resistenza media laterale
W_p :	peso proprio del palo alleggerito

PORTANZA UNITARIA ALLA PUNTA

Terreni granulari ($c = 0, \phi < 0$)

In accordo alla teoria di Berenzantsev⁽¹⁾:

$$q_b = N_q^* \times \sigma'_v \quad \text{con:} \quad N_q^*: \text{coefficiente di capacit\`a portante corrispondente all'insorgere delle prime deformazioni plastiche (ced. = 0,06 - 0,10 D)}$$

N_q^* \u00e8 dato dal grafico a destra riportato:



In ogni caso viene assunto per q_b il valore limite di $q_{b,lim}$.

Terreni coesivi ($c > 0$)

Il calcolo viene svolto in termini di tensioni totali

La resistenza alla punta viene espressa come:

$$q_b = \sigma_v + 9 c_u$$

RESISTENZA LATERALE UNITARIA

Terreni granulari ($c = 0, \phi < 0$)

$$q_s = K \tan \delta \sigma'_v \quad \text{con:} \quad K \text{ assunto pari a } 1 - \text{sen } f$$

$$\tan \delta = \tan \phi$$

In ogni caso non viene superato il valore limite di $q_{l,lim}$.

Terreni coesivi ($c > 0$)

$$q_s = \alpha c_u \quad \text{con:} \quad \alpha \text{ variabile in funzione di } c_u \text{ secondo la seguente tabella (AGI - 1984)}$$

c_u (kPa)	α
≤ 25	0.9
da 25 a 50	0.8
da 50 a 75	0.6
> 75	0.4

In ogni caso non viene superato il valore limite di $q_{l,lim}$.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

	unit\`a	
Diametro palo	m	1.20
Superficie resistente alla punta	m ²	1.13
Superficie laterale per lunghezza unitaria	m ²	3.77
peso specifico del palo	kN/m ³	25.00

STRATIGRAFIA DI PROGETTO (DA Q.T.P.)

n.	DESCRIZIONE	DA	A
1	Ghiaia sabbiosa umida	0.0	-9.0
2	Ghiaia sabbiosa nocciola	-9.0	-35.0
3	0	0.0	0.0
4	0	0.0	0.0
5	0	0.0	0.0

FALDA

unità

Quota livello falda da q.t.p.	m	35.00
-------------------------------	---	-------

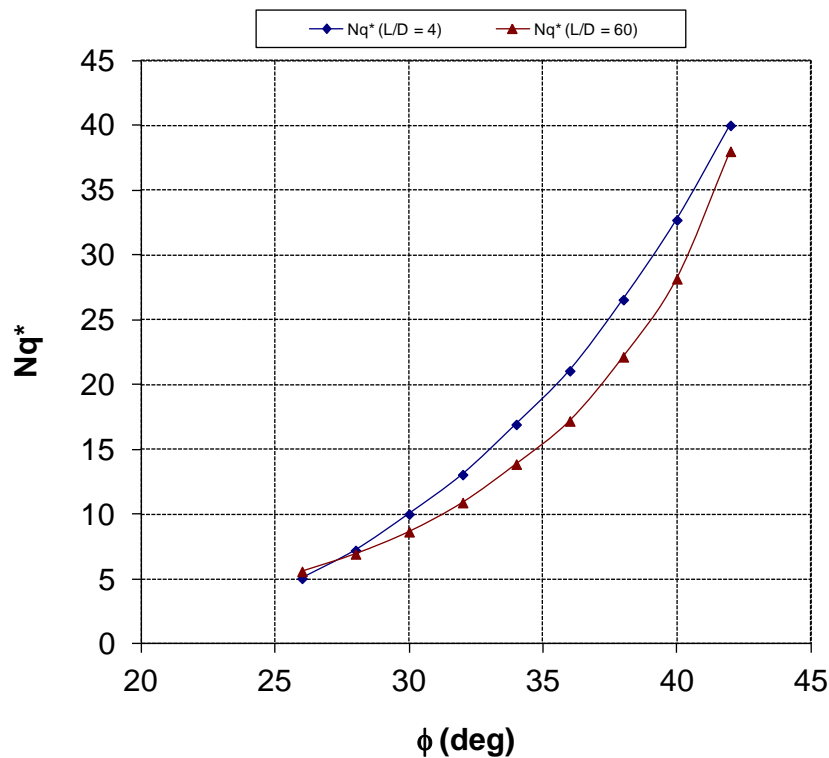
SOVRACCARICO A Q.T.P.

Tensione totale in testa palo	kN/m ²	91.2
Tensione efficace in testa palo		91.2

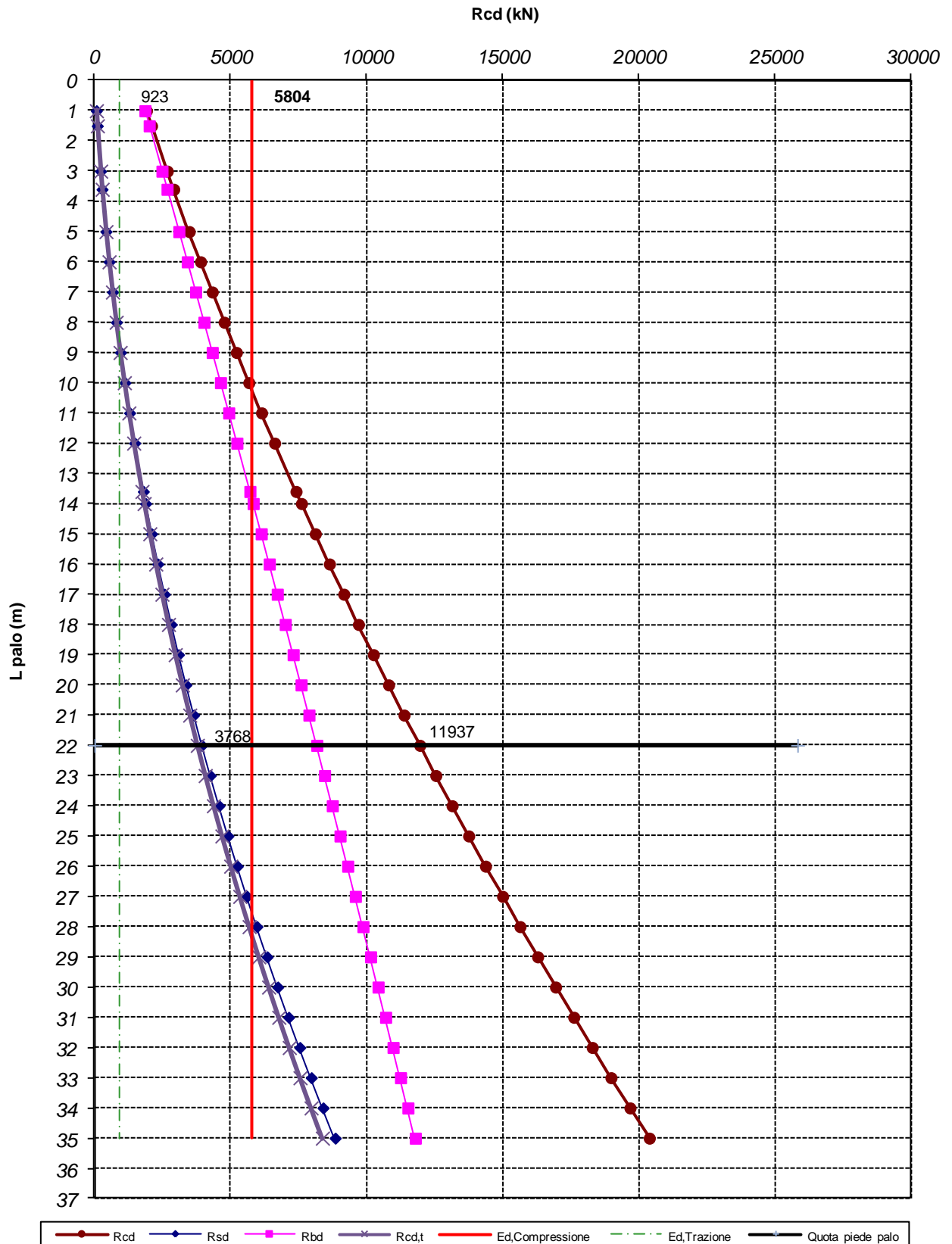
COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Tipo di Palo	t	Trivellato
coefficiente γ_b		1.35
coefficiente γ_s		1.15
coefficiente γ_{st}		1.25
coefficiente ζ		1.65

Coefficiente Nq^* corrispondente all'insorgere delle prime deformazioni plastiche alla punta



**Diagramma del carico limite del palo in funzione della lunghezza
APP.1 COMB.2 - SIS (A2-M1-R3)**



7.6.5 VERIFICA CARICO LIMITE ORIZZONTALE DEI PALI

Dalla caratterizzazione del suolo risulta che lo strato prevalente risulterebbe del tipo 3 o 4: a favore di sicurezza si assumono i parametri dello strato 2.

STRATIGRAFIA DI PROGETTO (DA Q.T.P.)

n.	DESCRIZIONE	DA	A	cu	ϕ	γ
1	Ghiaia sabbiosa umida	0.0	-9.0	0.0	40.0	19.0
2	Ghiaia sabbiosa nocciola	-9.0	-35.0	0.0	40.0	19.0

Le massime sollecitazioni taglianti in testa ai pali sono pari a:

Ed, Compressione

kN

APP.1-COMB1 SLU

989

APP.1-COMB2 SLU

756

APP.1-COMB2 SLV

1212

La verifica del carico limite laterale dei pali viene svolta con il metodo di Broms con le ipotesi di palo flessibile incastrato in sommità e terreno incoerente.

Nel caso di palo flessibile il carico ultimo si ottiene per la formazione di cerniere plastiche nel palo.

La formula di equilibrio delle azioni da cui ricavare il carico ultimo orizzontale per pali incastrati in sommità è la seguente:

$$H_{ult} \left(h + \sqrt{\frac{2H_{ult}}{\gamma DK_{p\delta}}} \right) - \frac{1}{3} H_{ult} \sqrt{\frac{2H_{ult}}{\gamma DK_{p\delta}}} = 2M_{ult}$$

In cui:

H_{ult} = carico ultimo orizzontale;

M_{ult} = Momento ultimo palo o momento plastico;

gli altri parametri sono descritti nella tabella riassuntivo di verifica

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST					
	RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE E FONDAZIONI	COMMESSA IN10	LOTTO 10	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO IV0107001	REV. A

Il carico ultimo orizzontale valutato con la teoria di Broms è il valore di calcolo (R_{cal}). Per il calcolo della resistenza di progetto si segue quanto riportato al paragrafo 6.4.3.1.2 del D.M. 14 Gennaio 2008:

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

$$R_k = \min \left\{ \frac{(R_{cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

I fattori di correlazione ζ che dipendono dal numero di verticali indagate e i coefficienti parziali γ_t sono quelli contenuti nelle tabelle 6.4.IV e 6.4.VI del D.M. 14 Gennaio 2008 di seguito riportate.

Tabella 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Tabella 6.4.VI - Coefficienti parziali γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali.

COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
$\gamma_T = 1,0$	$\gamma_T = 1,6$	$\gamma_T = 1,3$

Per il calcolo della resistenza laterale caratteristica si assume a favore di sicurezza il coefficiente ζ_3 corrispondente a due verticali indagate (1.65).

Si riporta di seguito il calcolo del momento ultimo della sezione in testa al palo e le verifiche di portanza laterale sia per gli Stati Limite Ultimi (Approccio 1, combinazione 1 – A1M1R1 e Approccio 1, combinazione 2 – A2M1R2) sia nei confronti delle Azioni Sismiche (Approccio 1, combinazione 2 – A2M1R3).

Calcolo del Momento Ultimo:

Il momento ultimo utilizzato è il momento plastico. L'utilizzo di tale momento è giustificato dall'aver inserito nel palo un'armatura longitudinale superiore all'1% di quella di calcestruzzo per una lunghezza di dieci diametri a partire dalla testa palo e un'armatura perimetrale di confinamento di diametro superiore a 8 mm costituita da spirale continua per tutti i tratti costituiti da potenziali cerniere plastiche (vedasi paragrafo 7.2.5 del D.M. 14 Gennaio 2008).

Verifica C.A. S.L.U. - File: Momento ultimo testa palo

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

Titolo : Momento ultimo testa palo

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm]
Raggio interno: 0 [cm]
N° barre uguali: 54
Diametro barre: 2.6 [cm]
Copriferro (baric.): 10 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 0 kN
M_{xEd}: 0 0 kNm
M_{yEd}: 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C C25/30

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} : 14.17
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8 ?
 ϵ_{syd} : 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 9.75
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.6
 τ_{c1} : 1.829

Metodo di calcolo

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

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100

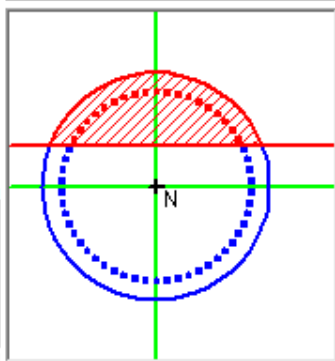
Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

M_{xRd}: 4,420 kN m

σ_c : -14.17 N/mm²
 σ_s : 391.3 N/mm²
 ϵ_c : 3.5 ‰
 ϵ_s : 6.496 ‰
d: 110 cm
x: 38.52 x/d: 0.3502
 δ : 0.8777



Verifica agli Stati Limite Ultimi (Approccio 1, combinazione 1 – A1M1R1)

Coeff. ζ n° verticali indagate (6.4.3.1.1 DM)	$\zeta =$	1.65	
Angolo di attrito terreno	$\phi =$	40	°
Coefficiente GEO	$\gamma_{M2} =$	1	
Angolo di attrito fattorizzato	$\phi' =$	40.00	
Coefficiente di spinta passiva	$k_p =$	4.60	
Coefficiente di spinta passiva fattorizzata	$k_{p\delta} =$	13.80	
Peso specifico terreno	$\gamma_{ter} =$	19.00	kN/mc
Diametro del palo	$D =$	1.20	m
Lunghezza del palo	$L =$	20.00	m
Altezza fuori terra	$h =$	0.00	m
Coefficiente portanza laterale (6.4.3.1.2 DM)	$R1 (\gamma_T) =$	1	
Momento ultimo sezione palo (*)	$M_{ult} =$	4420	kNm
Sezione incastrata in sommità			
Momento ultimo teoria di Broms	$M_{ult} =$	8840.00	kNm
Taglio ultimo	$H_{ult} =$	3024.05	kN
Taglio ultimo fattorizzato	$H_{ult,d} =$	1832.76	kN
Taglio di calcolo in testa al palo	$V_{Ed} =$	989.00	kN
VERIFICA SODDISFATTA			

Verifica agli Stati Limite Ultimi (Approccio 1, combinazione 2 – A2M1R3)

Coeff. ζ n° verticali indagate (6.4.3.1.1 DM)	$\zeta =$	1.65	
Angolo di attrito terreno	$\phi =$	40	°
Coefficiente GEO	$\gamma_{M2} =$	1	
Angolo di attrito fattorizzato	$\phi' =$	40.00	
Coefficiente di spinta passiva	$k_p =$	4.60	
Coefficiente di spinta passiva fattorizzata	$k_{p\delta} =$	13.80	
Peso specifico terreno	$\gamma_{ter} =$	19.00	kN/mc
Diametro del palo	$D =$	1.20	m
Lunghezza del palo	$L =$	20.00	m
Altezza fuori terra	$h =$	0.00	m
Coefficiente portanza laterale (6.4.3.1.2 DM)	$R2 (\gamma_r) =$	1.6	
Momento ultimo sezione palo (*)	$M_{ult} =$	4420	kNm
Sezione incastrata in sommità			
Momento ultimo teoria di Broms	$M_{ult} =$	8840.00	kNm
Taglio ultimo	$H_{ult} =$	3024.05	kN
Taglio ultimo fattorizzato	$H_{ult,d} =$	1145.47	kN
Taglio di calcolo in testa al palo	$V_{Ed} =$	756.00	kN
VERIFICA SODDISFATTA			

Verifica Azioni Sismiche (Approccio 1, combinazione 2 – A2M1R3)

Coeff. ζ n° verticali indagate (6.4.3.1.1 DM)	$\zeta =$	1.65	
Angolo di attrito terreno	$\phi =$	40	°
Coefficiente GEO	$\gamma_{M2} =$	1	
Angolo di attrito fattorizzato	$\phi' =$	40.00	
Coefficiente di spinta passiva	$k_p =$	4.60	
Coefficiente di spinta passiva fattorizzata	$k_{p\delta} =$	13.80	
Peso specifico terreno	$\gamma_{ter} =$	19.00	kN/mc
Diametro del palo	$D =$	1.20	m
Lunghezza del palo	$L =$	20.00	m
Altezza fuori terra	$h =$	0.00	m
Coefficiente portanza laterale (6.4.3.1.2 DM)	$R3 (\gamma_r) =$	1.3	
Momento ultimo sezione palo (*)	$M_{ult} =$	4420	kNm
	Sezione incastrata in sommità		
Momento ultimo teoria di Broms	$M_{ult} =$	8840.00	kNm
Taglio ultimo	$H_{ult} =$	3024.05	kN
Taglio ultimo fattorizzato	$H_{ult,d} =$	1409.81	kN
Taglio di calcolo in testa al palo	$V_{Ed} =$	1212.00	kN
	VERIFICA SODDISFATTA		