

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP: J64H17000140001

U.O. INFRASTRUTTURE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELLO

LOTTO 9: Opere Civili e Impianti Tecnologici di Piazzale per il completamento del raddoppio della linea Ponte SP – Bergamo e per lo spostamento provvisorio della linea Treviglio - Bergamo.

VI04 – VIADOTTO DI VIA DEI CANIANA

Relazione di calcolo Spalla A

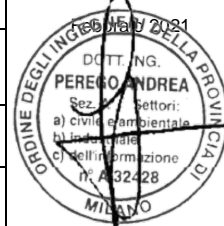
SCALA:

-

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

N B 1 R 0 9 D 2 6 C L V I 0 4 A 4 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	G.Grimaldi 	Febbraio 2021	A. Maran 	Febbraio 2021	M. Berlingeri 	Febbraio 2021	A. Perego 	Febbraio 2021



File: NB1R09D26CLVI04A4001A

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	5
2	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	8
2.1	Normative	8
2.2	Elaborati di riferimento.....	8
3	MATERIALI.....	9
3.1	Calcestruzzo per elevazione spalla.....	9
3.2	Calcestruzzo per plinto di fondazione	9
3.3	Acciaio per barre di armatura	10
3.4	Acciaio da carpenteria	11
4	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA ED ASPETTI IDRAULICI.....	12
4.1	Caratterizzazione geotecnica	12
4.2	Aspetti idraulici.....	12
5	DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA.....	13
6	ANALISI E VERIFICHE SPALLA A.....	14
6.1	Generalità	14
6.2	Modelli a mensola per la verifica delle spalle	14
6.3	Condizioni elementari e combinazioni di carico	16
6.4	Sistemi di riferimento ed unità di misura.....	21
6.5	Geometria della spalla	22
6.6	Caratteristiche del terreno a monte della spalla	23
6.7	Analisi dei carichi	24
6.7.1	<i>Peso proprio elementi strutturali.....</i>	24
6.7.2	<i>Carichi trasmessi dall'impalcato</i>	24
6.7.3	<i>Azione del Vento</i>	26
6.7.4	<i>Carichi da traffico verticali</i>	28
6.7.4.1	Modello di carico LM71.....	28
6.7.4.2	Modello di carico SW/2.....	29
6.7.4.3	Effetti dinamici.....	30
6.7.5	<i>Carichi da traffico orizzontali.....</i>	31
6.7.5.1	Serpeggio	31
6.7.5.2	Frenatura ed avviamento (Q3).....	31
6.7.5.3	Forza centrifuga (Q4).....	32

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	3 di 111

6.8	Spinta statica del terrapieno.....	35
6.9	Sovraccarico sul terrapieno.....	37
6.10	Spinta del sovraccarico permanente condizioni statiche.....	39
6.11	Spinta del sovraccarico accidentale condizioni statiche	40
6.12	Azione sismica.....	41
6.12.1	<i>Inquadramento sismico.....</i>	<i>41</i>
6.12.2	<i>Azioni sismiche sulla spalla.....</i>	<i>42</i>
6.12.3	<i>Spinta sismica del terrapieno</i>	<i>44</i>
6.12.4	<i>Valori di progetto</i>	<i>47</i>
6.12.5	<i>Incremento di spinta indotto dai sovraccarichi accidentale e permanente.....</i>	<i>51</i>
6.12.6	<i>Forze inerziali dovute al sisma.....</i>	<i>53</i>
6.13	Calcolo delle sollecitazioni in testa ai micropali	54
6.14	Riepilogo risultati	55
6.15	Sollecitazioni	57
6.15.1	<i>Muro paraghiaia.....</i>	<i>57</i>
6.15.2	<i>Muro frontale.....</i>	<i>58</i>
6.15.3	<i>Plinto di fondazione.....</i>	<i>59</i>
6.15.4	<i>Micropali di fondazione.....</i>	<i>60</i>
6.16	Verifiche degli elementi strutturali.....	62
6.16.1	<i>Paraghiaia.....</i>	<i>63</i>
6.16.1.1	<i>Verifica a pressoflessione del muro paraghiaia.....</i>	<i>63</i>
6.16.1.2	<i>Verifica a taglio del muro paraghiaia.....</i>	<i>69</i>
6.16.2	<i>Muro frontale.....</i>	<i>70</i>
6.16.2.1	<i>Verifica a pressoflessione del muro frontale.....</i>	<i>70</i>
6.16.2.2	<i>Verifica a taglio del muro frontale.....</i>	<i>76</i>
6.16.3	<i>Plinto di fondazione.....</i>	<i>77</i>
6.17	Verifiche Strutturali e Geotecniche dei micropali di fondazione.....	82
6.17.1	<i>METODOLOGIE DI CALCOLO CAPACITA' PORTANTE DEI PALLI.....</i>	<i>82</i>
6.17.1.1	<i>Analisi agli stati limite.....</i>	<i>82</i>
6.17.1.2	<i>Metodologia di calcolo capacità portante ai carichi verticali</i>	<i>84</i>
6.17.1.3	<i>Determinazione della resistenza di progetto a trazione</i>	<i>87</i>
6.17.1.4	<i>Verifica a carico limite verticale di una palificata</i>	<i>87</i>
6.17.1.5	<i>Risultati.....</i>	<i>92</i>
6.17.2	<i>METODOLOGIA PER LA DETERMINAZIONE DEL CARICO LIMITE ORIZZONTALE DEI PALLI.....</i>	<i>94</i>
6.17.2.1	<i>Premessa.....</i>	<i>94</i>
6.17.2.2	<i>Analisi agli stati limite.....</i>	<i>94</i>
6.17.2.3	<i>Verifica a carico limite orizzontale - Broms.....</i>	<i>94</i>

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	4 di 111

6.17.3 METODOLOGIA PER L'ANALISI DEI PALI SOGGETTI A CARICHI TRASVERSALI. 99

6.17.3.1 Comportamento del palo soggetto ai carichi orizzontali - Modulo di reazione orizzontale del terreno 99

6.17.3.2 Valutazione del momento adimensionale lungo il palo 100

6.17.4 VERIFICA STRUTTURALE DEL TUBOLARE METALLICO 105

6.17.5 VERIFICA A PUNZONAMENTO DEI MICROPALI..... 106

Incidenze 109

1 PREMESSA

La presente relazione riguarda il calcolo e la verifica delle spalle dell’opera ferroviaria in corrispondenza dell’interferenza stradale di via dei Caniana, oggetto di progettazione definitiva.

La presente relazione ha per oggetto il dimensionamento degli elementi in elevazione e fondazione della spalla A dell’opera in esame, denominata VI04, ricade nel LOTTO 9 del progetto di raddoppio ferroviario San Pietro – Bergamo – Montello ed è ubicata alla progressiva 1+233 circa.

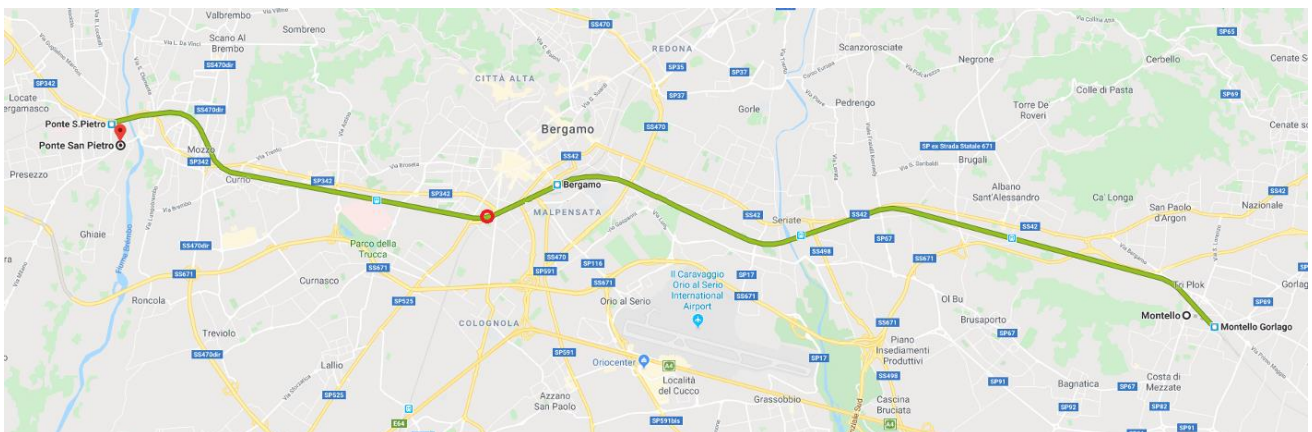


Figura 1-1: Ubicazione del tracciato e dell’opera in progetto



Figura 1-2: Stralcio ortofoto di Bergamo con individuazione del sottovia di via Caniana

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	6 di 111

Nel seguito si procede al calcolo dello stato di sollecitazione ed alle verifiche dei vari elementi costituenti l'elevazione della spalla nei confronti degli Stati Limite Ultimi strutturali di presso-flessione, taglio. Si esegue inoltre la determinazione delle azioni massime sugli elementi costituenti la fondazione, quali plinto e micropali, e alla loro verifica nei confronti degli Stati Limite Ultimi strutturali di presso-flessione, taglio e Stati Limite Ultimi geotecnici.

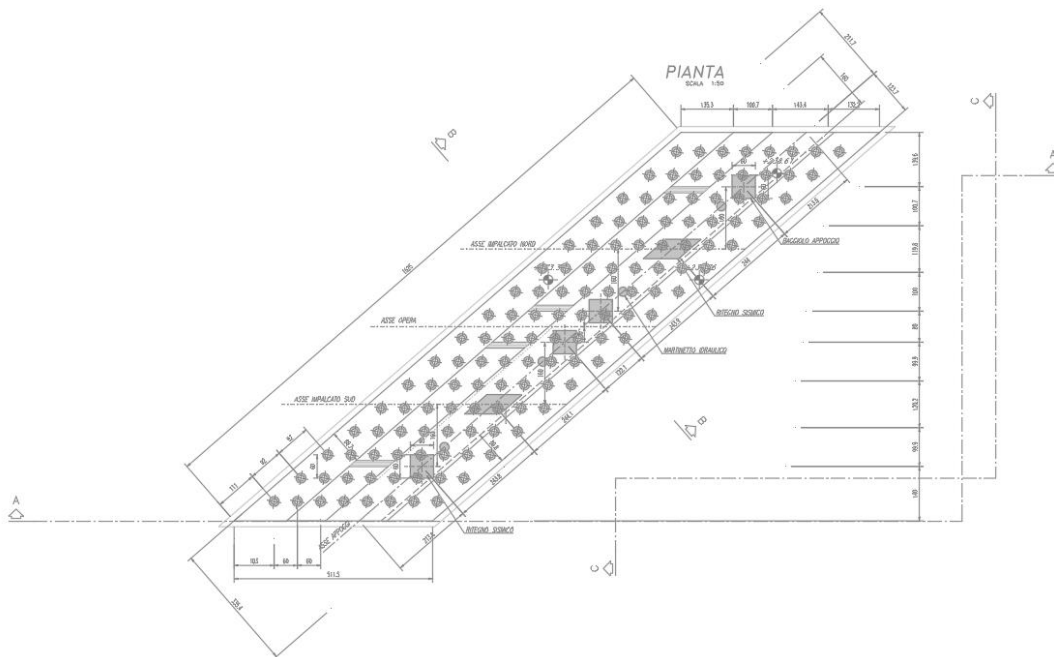


Figura 1-3: Pianta delle fondazioni

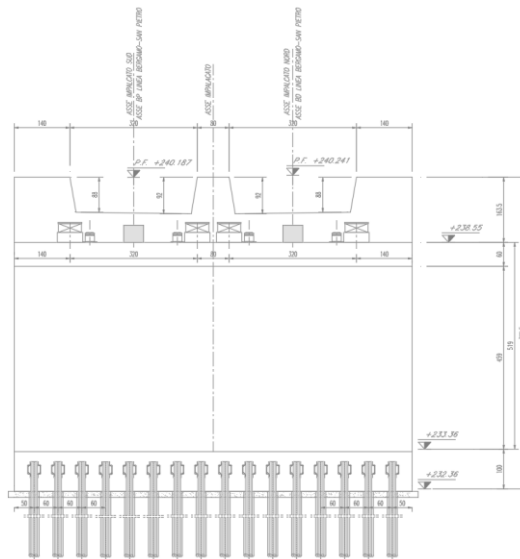


Figura 1-4: Prospetto C-C

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	7 di 111

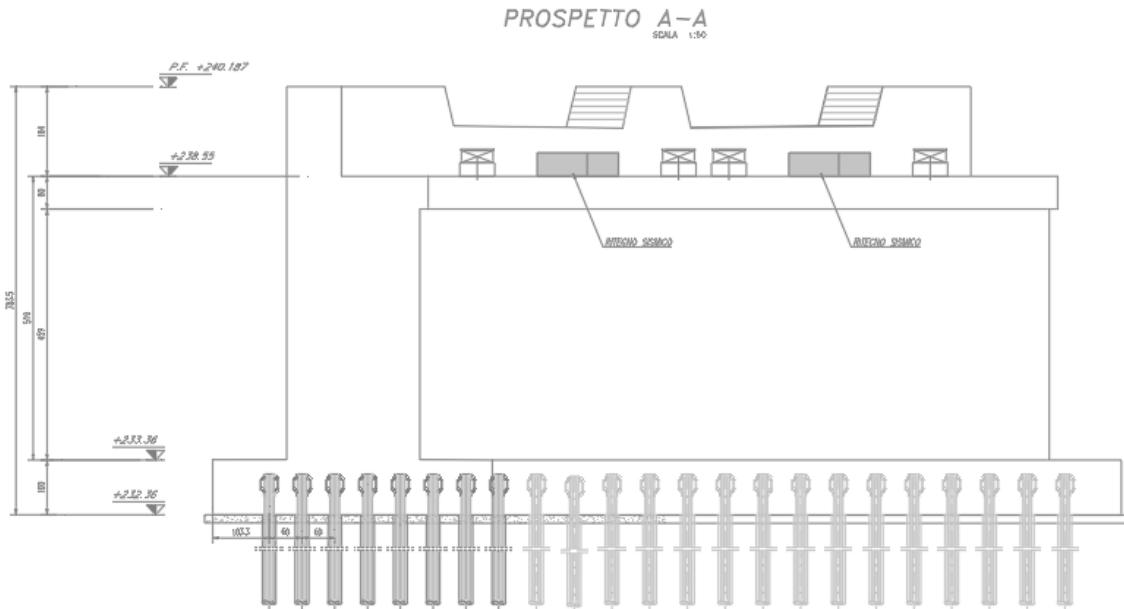


Figura 1-5: Prospetto A-A

SEZIONE B-B
SCALA 1:50

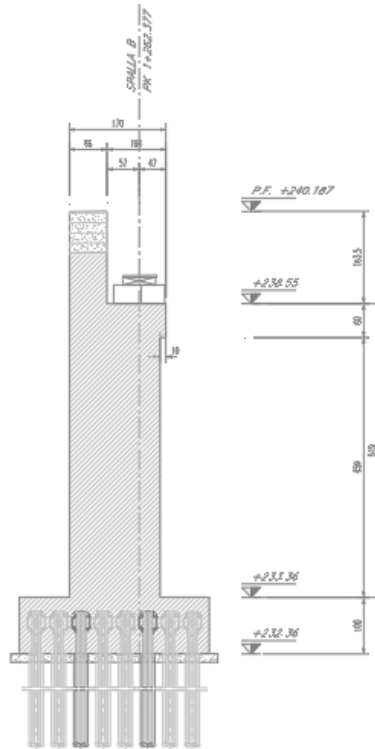


Figura 1-6: Sezione B-B

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO LOTTO 9 VI04 – VIADOTTO DI VIA DEI CANIANA					
	RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A	COMMESSA NB1R	LOTTO 09	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO VI 04 04 001	REV. A

2 NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Normative

La progettazione è conforme alle normative vigenti.

Le Ferrovie dello Stato hanno emanato nel tempo varie normative e linee guida riguardanti sia i sovraccarichi che le prescrizioni relative ai ponti ferroviari.

Le normative rilevanti per la redazione del progetto di ponti ferroviari, in particolare, sono elencate nel seguito.

- *Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17.01.2018 (NTC-2018);*
- *Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;*
- *RFI DTC SI PS MA IFS 001 D - Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II - Sezione 2 - Ponti e Strutture (20 Dicembre 2019);*
- *RFI DTC SI CS MA IFS 001 D - Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II - Sezione 3 - Corpo Stradale (20 Dicembre 2019);*
- *Regolamento (UE) N.1299/2014 della Commissione del 18 Novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema "infrastruttura" del sistema ferroviario dell'Unione europea modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 Maggio 2019;*
- *D.g.r. 30 novembre 2011 - n. IX/2616 – Bollettino ufficiale della Regione Lombardia.*

2.2 Elaborati di riferimento

Vengono presi a riferimento:

- tutti gli elaborati grafici progettuali di pertinenza.
- La relazione di calcolo dell'impalcato in acciaio (NB1R09D26CLVI04A9001)
- La relazione generale Geotecnica (NB1R09D26GE0005001)

3 MATERIALI

3.1 Calcestruzzo per elevazione spalla

Classe C32/40

$R_{ck} =$	40,00 MPa	Resistenza caratteristica cubica
$f_{ck} = 0,83 R_{ck} =$	33,20 MPa	Resistenza caratteristica cilindrica
$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	41,20 MPa	Valore medio resistenza cilindrica
$\alpha_{cc} =$	0,85	Coeff. rid. per carichi di lunga durata
$\gamma_M =$	1,50 -	Coefficiente parziale di sicurezza SLU
$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_M =$	18,81 MPa	Resistenza di progetto
$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{(2/3)} =$	3,10 MPa	Resistenza media a trazione semplice
$f_{ctm} = 1,2 f_{ctm} =$	3,72 MPa	Resistenza media a trazione per flessione
$f_{ctk} = 0,7 f_{ctm} =$	2,17 MPa	Valore caratteristico resistenza a trazione (frattile 5%)
$\sigma_c = 0,55 f_{ck} =$	18,26 MPa	Tensione limite in esercizio in comb. rara (rif. §1.8.3.2.1 [3])
$\sigma_c = 0,40 f_{ck} =$	13,28 MPa	Tensione limite in esercizio in comb. quasi perm. (rif. §1.8.3.2.1 [3])
$E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{(0,3)} =$	33643,00 MPa	Modulo elastico di progetto
$\nu =$	0,20	Coefficiente di Poisson
$G_c = E_{cm} / (2(1 + \nu)) =$	14018,00 MPa	Modulo elastico tangenziale di progetto
Condizioni ambientali =	Debolmente aggressive	
Classe di esposizione =	XC4	
$c =$	4,00 cm	Copriferro minimo
$w =$	0,20 mm	Apertura massima fessure in esercizio in comb. rara (rif. §1.8.3.2.4 [3])

3.2 Calcestruzzo per plinto di fondazione

Classe C30/37

$R_{ck} =$	37,00 MPa	Resistenza caratteristica cubica
$f_{ck} = 0,83 R_{ck} =$	30,00 MPa	Resistenza caratteristica cilindrica
$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	38,00 MPa	Valore medio resistenza cilindrica

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	10 di 111

$\alpha_{cc} =$	0,85	Coeff. rid. per carichi di lunga durata
$\gamma_M =$	1,50	- Coefficiente parziale di sicurezza SLU
$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_M =$	17,00 MPa	Resistenza di progetto
$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{(2/3)} =$	2,9 MPa	Resistenza media a trazione semplice
$f_{cfm} = 1,2 f_{ctm} =$	3,48 MPa	Resistenza media a trazione per flessione
$f_{ctk} = 0,7 f_{ctm} =$	2,00 MPa	Valore caratteristico resistenza a trazione (frattile 5%)
$\sigma_c = 0,55 f_{ck} =$	16,50 MPa	Tensione limite in esercizio in comb. rara (rif. §1.8.3.2.1 [3])
$\sigma_c = 0,40 f_{ck} =$	12,00 MPa	Tensione limite in esercizio in comb. quasi perm. (rif. §1.8.3.2.1 [3])
$E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{(0.3)} =$	33000,00 MPa	Modulo elastico di progetto
$\nu =$	0,20	Coefficiente di Poisson
$G_c = E_{cm} / (2(1 + \nu)) =$	13750,00 MPa	Modulo elastico tangenziale di progetto
Condizioni ambientali =	Ordinarie	
Classe di esposizione =	XC2	
$c =$	4,00 cm	Copriferro minimo
$w =$	0,20 mm	Apertura massima fessure in esercizio in comb. rara (rif. §1.8.3.2.4 [3])

3.3 Acciaio per barre di armatura

B450C

$f_{yk} \geq$	450,00 MPa	Tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} \geq$	540,00 MPa	Tensione caratteristica di rottura
$(f_t/f_{yk})_{k \geq}$	1,15	
$(f_t/f_{yk})_{k <}$	1,35	
$\gamma_s =$	1,15	- Coefficiente parziale di sicurezza SLU
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	391,30 MPa	Tensione caratteristica di snervamento
$E_s =$	210000,00 MPa	Modulo elastico di progetto
$\epsilon_{yd} =$	0,20 %	Deformazione di progetto a snervamento
$\epsilon_{uk} = (A_{gt})_k$	7,50 %	Deformazione caratteristica ultima
$\sigma_s = 0,75 f_{yk} =$	337,50 MPa	Tensione in esercizio in comb. rara (rif. §1.8.3.2.1 [3])


4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA ED ASPETTI IDRAULICI

4.1 Caratterizzazione geotecnica

Per la caratterizzazione geotecnica della Tratta si fa riferimento agli elaborati specialistici di riferimento.

4.2 Aspetti idraulici

Per gli aspetti idrologici e idraulici si fa riferimento agli elaborati specialistici di riferimento.

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO LOTTO 9 VI04 – VIADOTTO DI VIA DEI CANIANA					
RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A	COMMESSA NB1R	LOTTO 09	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO VI 04 04 001	REV. A	FOGLIO 13 di 111

5 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

Il *Viadotto su Via dei Caniana - VI04*, a doppio binario, si estende dal km 1+262.38 al km 1+232.026 della Tratta Ponte SP – Bergamo per uno sviluppo complessivo di 31.8 m in corrispondenza di Via dei Caniana ed è costituito da 2 campate isostatiche di luce $L=14.67$ (asse spalla-asse pila). L'attraversamento è obliquo, con angolo di obliquità $\alpha = 41^\circ$ rispetto l'orizzontale, ed è in curva, con raggio di curvatura $R=575$ m (asse impalcato Nord).

Oggetto della presente relazione è il dimensionamento della Spalla A, fissa.

Il muro frontale presenta un'altezza spiccatto - p.f. pari a 5.25 m ed uno spessore pari a 1.60 m. La fondazione è costituita da una platea su 128 micropali disposti secondo uno schema regolare di 16 file da 8 micropali ognuna.

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO LOTTO 9 VI04 – VIADOTTO DI VIA DEI CANIANA					
	RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A	COMMESSA NB1R	LOTTO 09	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO VI 04 04 001	REV. A

6 ANALISI E VERIFICHE SPALLA A

6.1 Generalità

La spalla presenta una configurazione a paramento di spessore 1.60 m, il contenimento del rilevato retrostante è garantito dai muri di sostegno esistenti. L'altezza della spalla A (escluso paraghiaia) è pari a 5.25 m.

La spalla ha in testa un paraghiaia di spessore 0.66 m ed altezza di circa 1.40 m dalla testa muro frontale.

La fondazione è realizzata su micropali di diametro 300 mm armati con profilo tubolare ϕ 219.1 mm di spessore 16.0 mm collegate in testa da una platea di spessore 1.00 m.

Per le verifiche dei singoli elementi della spalla (micropali, platea di fondazione ed elevazione) è stata effettuata un'analisi dei carichi agenti sul piano appoggi e allo spiccato della fondazione; l'analisi viene riportata nelle pagine seguenti.

6.2 Modelli a mensola per la verifica delle spalle

Le sollecitazioni di verifica della spalla sono state determinate a partire dai valori delle risultanti delle azioni trasmesse dagli impalcati alla quota degli apparecchi di appoggio alle quali vanno combinate le azioni determinate dalle spinte del terreno di riempimento e del sovraccarico in condizioni sia statiche che sismiche e le azioni date dalle forze di inerzia e dal peso proprio delle sottostrutture.

Tutti i muri sono considerati sconnessi fra loro per la valutazione delle sollecitazioni alla base e quindi le azioni provenienti dall'impalcato sono applicate al muro frontale. Tale schema pur risultando cautelativo, non fornisce sovrastime eccessive nel calcolo dei quantitativi di armatura previsti.

Il modello della struttura è stato implementato in un foglio di calcolo appositamente realizzato per la valutazione delle azioni agenti sulle singole parti della struttura, quali muro frontale, paraghiaia e muro andatore (assente in questa particolare opera) che vengono tutti modellati come delle mensole incastrate alla base.

Per il plinto di fondazione, si è utilizzato un modello tirante-puntone per l'analisi e la verifica.

Per quanto riguarda invece le sollecitazioni sui micropali, a partire dalle azioni risultanti nel baricentro del plinto alla quota di intradosso, sono stati calcolati, per ciascuna combinazione di carico, gli sforzi assiali e di taglio in testa ai micropali utilizzando il classico modello a piastra rigida.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO LOTTO 9 VI04 – VIADOTTO DI VIA DEI CANIANA					
	RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A	COMMESSA NB1R	LOTTO 09	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO VI 04 04 001	REV. A

6.3 Condizioni elementari e combinazioni di carico

Le verifiche di sicurezza strutturali e geotecniche sono state condotte utilizzando combinazioni di carico definite in ottemperanza alle NTC18, secondo quanto riportato nei paragrafi 2.5.3, 5.1.3.14. Di seguito sono mostrati i coefficienti parziali di sicurezza utilizzati allo SLU ed i coefficienti di combinazione adoperati per i carichi variabili nella progettazione delle strutture da ponte.

2.5.3 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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 G_2 .

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	17 di 111

Azioni		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr1	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

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

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

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

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

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

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

Nel seguito si riportano le azioni considerate ai fini della valutazione delle sollecitazioni agenti sulle sottostrutture e, quindi, alle verifiche strutturali.

Le verifiche di sicurezza strutturali sono state condotte utilizzando, in ottemperanza alle NTC18, la combinazione:

A1	M1	R3
----	----	----

Nelle tabelle seguenti, si riportano i dati relativamente alle combinazioni SLU, SLV ed SLE.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	18 di 111

		Elemento	2				A1+M1+R1 sovr centr				A1+M1+R1 sovr non centr			
			Att.	γ	ψ	Coeff.	Att.	γ	ψ	Coeff.				
			Peso proprio		muro frontale	1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35	1.00
Spinte statiche M1 (k0)	M1	paraghiaia frontale	1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35
Spinte statiche M1 (ka)	M1	muro sinistro	1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35
Δ Spinte sismiche Mononobe-Okabe M1 (k0)	M1	bandiera muro sx	1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35
	M2	paraghiaia sinistro	1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35
	M2	muro destro	1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35
Spinte statiche sovraccarico ballast M1	M1	bandiera muro dx	1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35
	M1	paraghiaia destro	1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35
	M1	platea	1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35
Spinte sismiche sovraccarico ballast	M1	terr riemp su platea	1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35
	M1	spinta terre su MF	1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35
	M1	spinta terre su MS	1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35
inerzie X sovraccarico ballast	M1	spinta terre su MD	1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35
	M1	spinta terre su MF	0.00	1.35	1	0.00	0.00	1.35	1	0.00	0.00	1.35	1	0.00
	M1	spinta terre su MS	0.00	1.35	1	0.00	0.00	1.35	1	0.00	0.00	1.35	1	0.00
Spinte statiche sovraccarico M1	M1	spinta terre su MD	0.00	1.35	1	0.00	0.00	1.35	1	0.00	0.00	1.35	1	0.00
	M1	sovraspinta sismica su MF				0.00								0.00
	M1	sovraspinta sismica su MS				0.00								0.00
Spinte statiche sovraccarico accidentale	M1	sovraspinta sismica su MD				0.00								0.00
	M1	spinta orizz sovracc su MF	1.00	1.5	1	1.50	1.00	1.5	1	1.50	1.00	1.5	1	1.50
	M1	spinta orizz sovracc su MS	1.00	1.5	1	1.50	1.00	1.5	1	1.50	1.00	1.5	1	1.50
inerzie X sovracc accidentale	M1	spinta orizz sovracc su MD	1.00	1.5	1	1.50	1.00	1.5	1	1.50	1.00	1.5	1	1.50
	M1	peso sovraccarico su platea	1.00	1.5	1	1.50	1.00	1.5	1	1.50	1.00	1.5	1	1.50
	M1	spinta orizz sovracc su MF	0.00		1	0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
Inerzia X spalla	M1	spinta orizz sovracc su MS	0.00		1	0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
	M1	spinta orizz sovracc su MD	0.00		1	0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
	M1	peso sovraccarico su platea	0.00		1	0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
Inerzia X terre	M1	spinta orizz sovracc su MF	1.00	1.45	1	1.45	1.00	1.45	1	1.45	1.00	1.45	1	1.45
	M1	spinta orizz sovracc su MS	1.00	1.45	1	1.45	1.00	1.45	1	1.45	1.00	1.45	1	1.45
	M1	spinta orizz sovracc su MD	1.00	1.45	1	1.45	1.00	1.45	1	1.45	1.00	1.45	1	1.45
Inerzia Y spalla	M1	peso sovraccarico su platea	1.00	1.45	1	1.45	1.00	1.45	1	1.45	1.00	1.45	1	1.45
	M1	spinta orizz sovracc su MF	0.00		1	0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
	M1	spinta orizz sovracc su MS	0.00		1	0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
Inerzia Y terre	M1	spinta orizz sovracc su MD	0.00		1	0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
	M1	spinta orizz sovracc su MF	0.00		1	0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
	M1	spinta orizz sovracc su MS	0.00		1	0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
Azioni da impalcato:		spinta orizz sovracc su MD	0.00		1	0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
		muro frontale	0.00		1	0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
		paraghiaia frontale	0.00		1	0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
Inerz X perm/acc impalc		muro sinistro	0.00		1	0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
		paraghiaia sinistro	0.00		1	0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
		muro destro	0.00		1	0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
Inerz Y perm/acc impalc		paraghiaia destro	0.00		1	0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
		platea	0.00		1	0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
		Ter di riemp inf MF	0.00		1	0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
	Ter di riemp sup TPF	0.00		1	0.00	0.00			0.00	0.00			0.00	
	Ter di riemp inf MD	0.00		1	0.00	0.00			0.00	0.00			0.00	
	Ter di riemp sup TPD	0.00		1	0.00	0.00			0.00	0.00			0.00	
	Ter di riemp inf MS	0.00		1	0.00	0.00			0.00	0.00			0.00	
	Ter di riemp sup TPS	0.00		1	0.00	0.00			0.00	0.00			0.00	
	permanenti strutturali	1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35	
	permanenti non strutturali	1.00	1.5	1	1.50	1.00	1.5	1	1.50	1.00	1.5	1	1.50	
	altre azioni permanenti	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00	
	distorsioni e presollecitazioni	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00	
	Ritiro	0.00	1.2	1	0.00	0.00	1.2	1	0.00	0.00	1.2	1	0.00	
	variazioni termiche	1.00	1.5	0.6	0.90	1.00	1.5	0.6	0.90	1.00	1.5	0.6	0.90	
	viscosità	0.00	1.2	0.5	0.00	0.00	1.2	0.5	0.00	0.00	1.2	0.5	0.00	
	carichi mobili	1.00	1.45	1	1.45	1.00	1.45	1	1.45	1.00	1.45	1	1.45	
	frenatura	1.00	1.45	1	1.45	1.00	1.45	1	1.45	1.00	1.45	1	1.45	
	azione centrifuga	1.00	1.45	0.5	0.73	1.00	1.45	0.5	0.73	1.00	1.45	0.5	0.73	
	serpeggio	1.00	1.45	0.5	0.73	1.00	1.45	0.5	0.73	1.00	1.45	0.5	0.73	
	vento ponte scarico	1.00	1.5	0.6	0.90	1.00	1.5	0.6	0.90	1.00	1.5	0.6	0.90	
	vento ponte carico	1.00	1.5	0.6	0.90	1.00	1.5	0.6	0.90	1.00	1.5	0.6	0.90	
	sisma (direzione y) carichi permanenti	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00	
	sisma (direzione x) carichi permanenti	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00	
	sisma (direzione z) carichi permanenti	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00	
	resistenze parassite	1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35	
	attrito carichi mobili	1.00	1.45	1	1.45	1.00	1.45	1	1.45	1.00	1.45	1	1.45	
	azione laterale	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00	
	altre azioni variabili (acc. servizio)	0.00	1.5	1	0.00	0.00	1.5	1	0.00	0.00	1.5	1	0.00	
	Inerzia X perman impalc	0.00		1	0.00	0.00			0.00	0.00			0.00	
	Inerzia X sovracc acc da impalc	0.00		1	0.00	0.00			0.00	0.00			0.00	
	Inerzia Y perman impalc	0.00		1	0.00	0.00			0.00	0.00			0.00	
	Inerzia Y sovracc acc da impalc	0.00		1	0.00	0.00			0.00	0.00			0.00	

Figura 6-1: coefficienti combinazioni SLU

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO LOTTO 9 VI04 – VIADOTTO DI VIA DEI CANIANA					
	RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A	COMMESSA NB1R	LOTTO 09	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO VI 04 04 001	REV. A

Gli scarichi agli appoggi, riportati nei paragrafi seguenti, fanno riferimento alla seguente terna di assi:

asse 1 o asse X : coincidente con l'asse longitudinale del ponte;

asse 2 o asse Y : coincidente con l'asse trasversale del ponte;

asse 3 o asse Z : coincidente con l'asse verticale del ponte;

Per quanto riguarda la risposta alle diverse componenti dell'azione sismica, poiché si è adottata un'analisi in campo lineare, essa può essere calcolata separatamente per ciascuna delle componenti. Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc) sono combinate successivamente applicando l'espressione

$$1.00 \cdot E_x + 0.30 \cdot E_y + 0.30 \cdot E_z$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

Occorre precisare che con il segno negativo verranno indicate le azioni aventi direzione positiva delle Z (ovvero dirette verso l'alto).

6.4 Sistemi di riferimento ed unità di misura

Asse X parallelo all'asse longitudinale dell'impalcato

Asse Y ortogonale all'asse longitudinale dell'impalcato

Asse Z verticale

Lunghezze = m

Forze = kN

6.5 Geometria della spalla

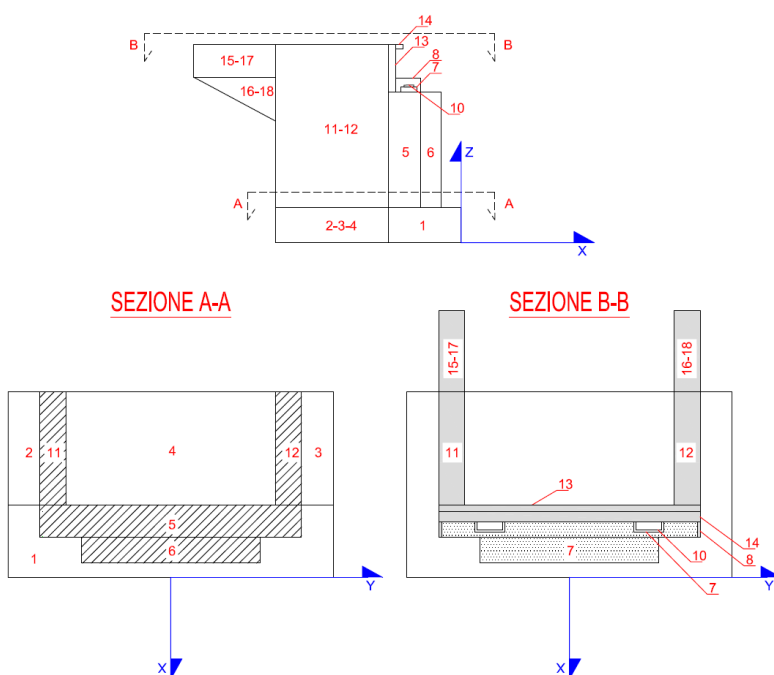


Figura 6-4: Schema qualitativo della geometria della spalla

PESO PROPRIO SPALLA - GEOMETRIA								
ELEMENTO	Descrizione	quantità	LX [m]	LY [m]	LZ [m]	Volume	γ [kNm ³]	Peso [kN]
1	PORZIONE TRASVERSALE DELLA FONDAZIONE	2.47	15.25	1.00	37.62	25.00	-940.54	
2	PORZIONE LONGITUDINALE DELLA FONDAZIONE (y<0)	0.89	1.11	1.00	0.98	25.00	-24.57	
3	PORZIONE LONGITUDINALE DELLA FONDAZIONE (y>0)	0.89	1.11	1.00	0.98	25.00	-24.57	
4	COMPLETAMENTO DELLA FONDAZIONE	0.89	13.03	1.00	11.56	25.00	-289.03	
	PESO TOTALE FONDAZIONE						-1278.71	
5	MURO FRONTALE	1.60	15.25	5.25	128.10	25.00	-3202.50	
6	RINGROSSO MURO FRONTALE (per appoggi)	0.00	0.00	0.00	0.00	25.00	0.00	
7	BAGGIOLI	4	0.60	0.60	0.08	0.12	25.00	-2.88
8	RITEGNI SISMICI TRASVERSALI	2	0.90	0.75	0.20	0.27	25.00	-6.75
9	RITEGNI SISMICI LONGITUDINALI	0.00	0.00	0.00	0.00	25.00	0.00	
10	APPARECCHI DI APPOGGIO	4			0.25			
11	MURO ANDATORE (Y < 0)	0.89	0.00	0.00	0.00	25.00	0.00	
12	MURO ANDATORE (Y > 0)	0.89	0.00	0.00	0.00	25.00	0.00	
13	MURO PARAGHIAIA	0.66	15.25	1.40	14.09	25.00	-352.28	
11A	MURO PARAGHIAIA ANDATORE (Y < 0)	0.00	0.00	0.00	0.00	25.00	0.00	
12B	MURO PARAGHIAIA ANDATORE (Y > 0)	0.00	0.00	0.00	0.00	25.00	0.00	
14	MARTELLO	0.00	0.00	0.00	0.00	25.00	0.00	
15	BANDIERA parte rettangolare (Y<0)	0.00	0.00	0.00	0.00	25.00	0.00	
16	BANDIERA parte triangolare (Y>0)	0.00	0.00	0.00	0.00	25.00	0.00	
17	BANDIERA parte rettangolare (Y<0)	0.00	0.00	0.00	0.00	25.00	0.00	
18	BANDIERA parte triangolare (Y<0)	0.00	0.00	0.00	0.00	25.00	0.00	
19	MARCIAPIEDE (y > 0)	0.00	0.00	0.00	0.00	25.00	0.00	
20	MARCIAPIEDE (y < 0)	0.00	0.00	0.00	0.00	25.00	0.00	
21	GUARD-RAIL + BARRIERA SICUREZZA + VELETTA (y > 0)						0.00	
22	GUARD-RAIL + BARRIERA SICUREZZA + VELETTA (y < 0)						0.00	

Figura 6-5: dati di input

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	23 di 111

6.6 Caratteristiche del terreno a monte della spalla

Sono state considerate caratteristiche geotecniche uguali per il terreno a tergo della fondazione, e quello contenuto entro i muri esistenti che fanno da contenimento. Tali valori sono riportati di seguito in tabella.

TERRENO DI MONTE			
ϕ'	angolo di attrito del terreno di monte	38°	
$\tan(\phi')$	tang. Dell'angolo di resistenza a taglio del terreno di monte	0.781	
$\gamma\phi'$ M1	coeffic. Parziale di $\tan\phi'$ per la cond. M1	1	
$\gamma\phi'$ M2	coeffic. Parziale di $\tan\phi'$ per la cond. M2	1.25	
ϕ' M1	angolo di attrito per la cond. M1	38.00°	0.663 rad
ϕ' M2	angolo di attrito per la cond. M2	32.01°	0.559 rad
γ	peso per unità di volume del terreno	20 kN/m ³	
δ esercizio M1	angolo di attrito terra-muro per le cond. Di esercizio M1	0.00°	0.000 rad
δ sismica M1	angolo di attrito terra-muro per le cond. sismiche M1	0.00°	0.000 rad
δ esercizio M2	angolo di attrito terra-muro per le cond. Di esercizio M2	0.00°	0.000 rad
δ sismica M2	angolo di attrito terra-muro per le cond. sismiche M2	0.00°	0.000 rad
H terreno	altezza terreno da estradosso fondazione	6.65 m	
W_{terr}	peso totale terreno di monte	1799.06 kN	
β	inclinazione rispetto alla verticale del paramento	0°	0 rad
i	inclinazione rispetto all'orizz della superf del terrapieno	0°	
K_0 M1	coefficiente di spinta in quiete cond M1 $k_0=(1-\sin\phi)$	0.384	
K_0 M2	coefficiente di spinta in quiete cond M2 $k_0=(1-\sin\phi)$	0.470	
K_a M1	coeff di spinta attiva Muller-Breslau cond M1	0.238	
K_a M2	coeff di spinta attiva Muller-Breslau cond M2	0.307	
H tot	altezza totale di spinta (H terr + H fond)	7.65 m	
c'_t	coesione del terreno a monte	0 kPa	

Figura 6-6: caratteristiche del terreno a monte della spalla

TERRENO A TERGO	
ϕ'	38°
$\tan(\phi')$	0.781
$\gamma\phi'$ M1	1
$\gamma\phi'$ M2	1.25
ϕ' M1	38.00°
ϕ' M2	32.01°
γ	20 kN/m ³
δ exerc M1	0.00°
δ sism M1	0.00°
δ exerc M2	0.00°
δ sism M2	0.00°
H terreno	6.65 m
W_{terr}	1799.06 kN
β	0°
i	0°
K_0 M1	0.384
K_0 M2	0.470
K_a M1	0.238
K_a M2	0.307
H tot	6.65 m
c'_t	0 kPa

Figura 6-7: caratteristiche del terreno a tergo della spalla

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	24 di 111

6.7 Analisi dei carichi

I carichi provenienti dall'impalcato sono stati tirati fuori dal modello di calcolo dell'impalcato utilizzato per la relazione di calcolo NB1R09D26CLVI0409001.

6.7.1 Peso proprio elementi strutturali

I pesi degli elementi strutturali sono calcolati utilizzando un peso di volume del calcestruzzo pari a 25 kN/m³.

Load	FY (kN)	FZ (kN)
G1	20.63	562.53
G2_Ballast	22.60	492.42
G2_Altro	0.52	14.80

6.7.2 Carichi trasmessi dall'impalcato

Si riportano di seguito gli scarichi agli appoggi dedotti dall'analisi dell'impalcato.

CARICHI DERIVANTI DALL'ANALISI DELL'IMPALCATO		Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	x [m]	y [m]	z [m]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
g1	permanenti strutturali	0	27	520	-0.04	0.00	6.58	-	-	-
g2	permanenti non strutturali	0	63	1218	-0.04	0.00	6.58	-	-	-
g3	altre azioni permanenti	0	0	0	-0.04	0.00	6.58	-	-	-
e1	distorsioni e presollecitazioni	0	0	0	-0.04	0.00	6.58	-	-	-
e2	Ritiro	0	0	0	-0.04	0.00	6.58	-	-	-
e3	variazioni termiche	0	0	0	-0.04	0.00	6.58	-	-	-
e4	viscosità	0	0	0	-0.04	0.00	6.58	-	-	-
q1+q2 - carichi mobili	Treno per max lo sforzo normale	0	117	3326	-0.04	0.00	6.58	3535.61	4062.46	1059.07
q3	frenatura/avviamento	1155	0	89	-0.04	0.00	6.58	2.21	141.87	-18.06
q4	azione centrifuga	0	820	315	-0.04	0.00	6.58	2146.40	2375.96	1075.58
	serpeggio	0	209	22	-0.04	0.00	6.58	287.80	307.17	67.18
q5s	vento ponte scarico	0	16	0	-0.04	0.00	6.58	36.03	0.00	0.00
q5	vento ponte carico	0	58	0	-0.04	0.00	6.58	299.34	0.00	0.00
q6	sisma (direzione y) carichi permanenti + 0.2*traffico	1901	318	231	-0.04	0.00	6.58	198.89	228.45	635.11
q6	sisma (direzione x) carichi permanenti + 0.2*traffico	559	1098	73	-0.04	0.00	6.58	686.26	696.78	1687.45
q6	sisma (direzione Z) carichi permanenti + 0.2*traffico	142	21	320	-0.04	0.00	6.58	11.58	13.32	292.43
q7	resistenze parassite	87	0	0	-0.04	0.00	6.58	0.00	0.00	0.00
q7m	attrito carichi mobili	133	0	0	-0.04	0.00	6.58	0.00	0.00	0.00
q8	azione laterale	0	0	0	-0.04	0.00	6.58	0.00	0.00	0.00
q9	altre azioni variabili (acc. servizio)	0	0	0	-0.04	0.00	6.58	0.00	0.00	0.00

Figura 6-8: riepilogo dei carichi derivanti dall'analisi dell'impalcato

I carichi provenienti dall'impalcato vengono estratti dal modello di calcolo descritto nel documento NB1R09D26CLVI0409001. Nel modello viene inserito un vincolo fisso in corrispondenza del centro della sezione trasversale della spalla (y=0) alla quota dei baggioli così da avere piena rispondenza alle ipotesi di calcolo.

Per le resistenze parassite si è considerato il 5% dei carichi permanenti.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	25 di 111

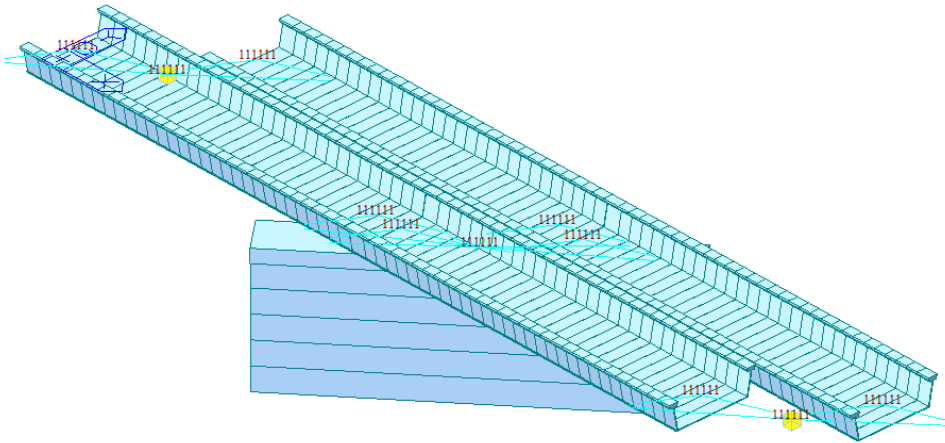


Figura 6-9: modello di calcolo per la valutazione dei carichi provenienti dall'impalcato

6.7.3 Azione del Vento

Ricadendo nella classificazione ordinaria di ponti l'azione del vento è valutata come agente su una superficie continua, convenzionalmente alta 4m dal piano del ferro. Nel caso di ponte scarico si considera la superficie relativa alle barriere antirumore.

(NTC 18 §3.3 e EC 1-1-4:2005)

Condizione ponte		carico	scarico	
Altitudine sul livello del mare	as	233.22	233.22	[m slm]
Zona	Z	1	1	[-]
Velocità di base di riferimento	Vb,0	25	25	[m/s]
Parametro di quota	a0	1000	1000	[m]
Parametro adimensionale	ks	0.4	0.4	[1/s]
Coefficiente di altitudine	ca	1	1	[-]
Tempo di ritorno	Tr	112.5	112.5	[anni]
Velocità di riferimento	Vb	25	25	[m/s]
Parametri	cR	1.05	1.05	[-]
Velocità di riferimento	Vb(TR)	26.14	26.14	[m/s]
Densità dell'aria	ρ	1.25	1.25	[kg/m ³]
Pressione cinetica di riferimento	qb	0.43	0.43	[kN/m ²]
Classe di rugosità del terreno		B	B	[-]
Distanza dalla costa		>10	>10	[km]
Altitudine sul livello del mare		<750	<750	[m]
Categoria di esposizione del sito	Cat.	IV	IV	[-]

Figura 6-10: parametri azione del vento

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	27 di 111

Vento su impalcato				
Parametri	kr	0.22	0.22	[-]
Parametri	z0	0.3	0.3	[-]
Parametri	zmin	8	8	[-]
Altezza piano appoggi	zapp	6.47	6.465	[m]
Altezza di riferimento per l'impalcato	z	9.03	7.58	[m]
Coefficiente di topografia	ct	1	1	[-]
Coefficiente di esposizione	ce (z)	1.71	1.63	[-]
Larghezza impalcato	b	10	10	[m]
Altezza impalcato	hi	1.14	1.14	[m]
Altezza armamento	ha	0	0	[m]
Altezza barriere	hb	1.1	1.1	[m]
Altezza treno	ht	4	4	[m]
Altezza totale impalcato (comprese le barriere o treno)	dtot	5.14	2.24	[m]
Rapporto di forma	b/dtot	1.95	4.47	[-]
Coefficiente di forza (fig. 8.3 EC)	cfx	1.95	1.30	[-]

Pressione cinetica di riferimento	qb	0.43	0.43	[kN/m ²]
Coefficiente di esposizione	ce	1.71	1.63	[-]
Coefficiente di forza	cfx	1.95	1.3	[-]
Altezza di riferimento (EC 8.3.1 (4),(5))	d	5.14	2.24	[m]
Forza statica equivalente a m/l	f	7.33	2.03	[kN/m]
Pressione statica equivalente	p	1.43	0.91	[kN/m ²]
Pressione statica equivalente (minima considerata)	pmin	1.5	1.5	[kN/m ²]

Vento impalcato a ponte carico				
		sx	dx	
Forza statica equivalente	f	7.33	7.33	[kN/m]
Luce impalcato	L	15.90	15.90	[m]
Forza trasversale al piano appoggi	FT	58.29	58.29	[kN]
Momento trasversale al piano appoggi	Mx	299.34	299.34	[kNm]

Vento impalcato a ponte scarico				
		sx	dx	
Forza statica equivalente	f	2.03	2.03	[kN/m]
Luce impalcato	L	15.90	15.90	[m]
Forza trasversale al piano appoggi	FT	16.12	16.12	[kN]
Momento trasversale al piano appoggi	Mx	36.03	36.03	[kNm]

Figura 6-11: azione del vento

6.7.4 Carichi da traffico verticali

L'opera è stata progettata considerando le sollecitazioni dovute al carico da traffico ferroviario, considerando i modelli LM71 e/o SW/2.

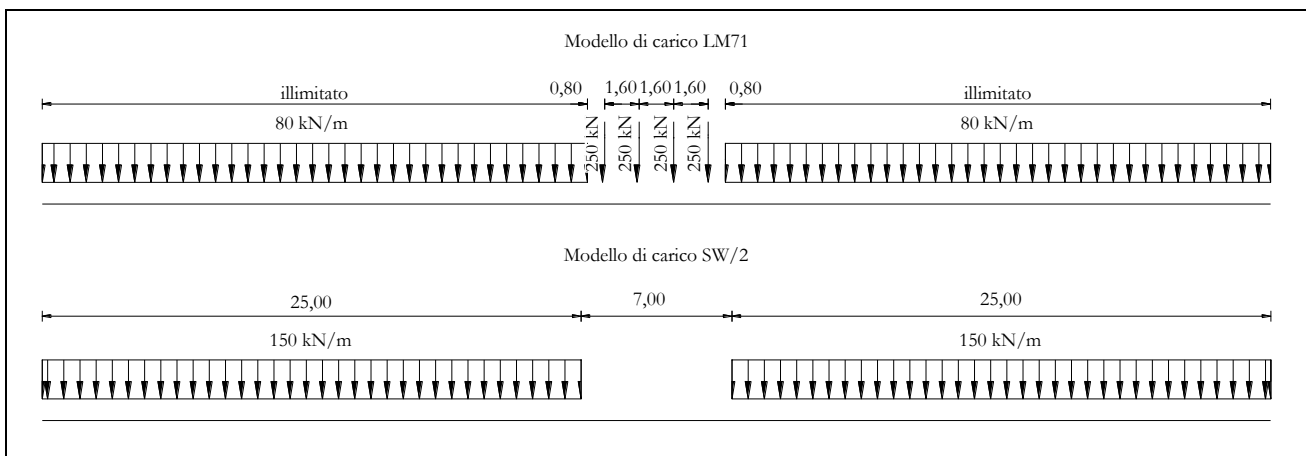
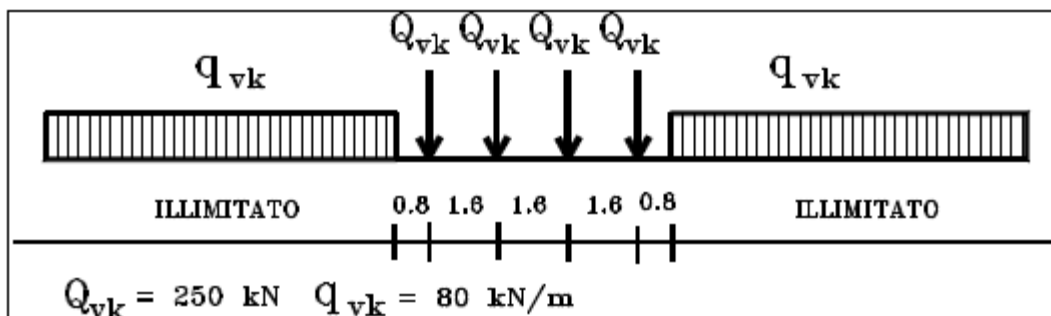


Figura 6-12 - Modelli di carico teorici

Si riportano di seguito le caratteristiche dei modelli di traffico presi in esame.

6.7.4.1 Modello di carico LM71

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



Treno di carico LM 71

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

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

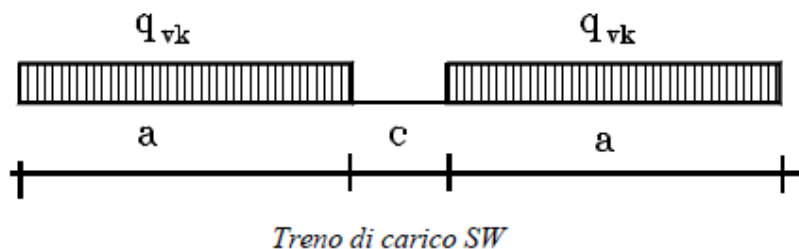
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	29 di 111

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

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

6.7.4.2 Modello di carico SW/2

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



Tipo di Carico	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

In questo modello di carico non è prevista alcuna eccentricità del carico ferroviario.

Nella progettazione è stata considerata l'eventuale contemporaneità di più treni, secondo quanto previsto dalle norme vigenti ed indicato nella tabella (Tab. 5.2.III delle NTC2018):

Numero di binari	Binari Carichi	Traffico normale		Traffico pesante ⁽²⁾
		caso a ⁽¹⁾	caso b ⁽¹⁾	
1	Primo	1,0 (LM 71"++SW/0")	-	1,0 SW/2
2	Primo	1,0 (LM 71"++SW/0")	-	1,0 SW/2
	secondo	1,0 (LM 71"++SW/0")	-	1,0 (LM 71"++SW/0")
≥ 3	Primo	1,0 (LM 71"++SW/0")	0,75 (LM 71"++SW/0")	1,0 SW/2
	secondo	1,0 (LM 71"++SW/0")	0,75 (LM 71"++SW/0")	1,0 (LM 71"++SW/0")
	Altri	-	0,75 (LM 71"++SW/0")	-

⁽¹⁾ LM71 "++" SW/0 significa considerare il più sfavorevole fra i treni LM 71, SW/0

⁽²⁾ Salvo i casi in cui sia esplicitamente escluso

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO LOTTO 9 VI04 – VIADOTTO DI VIA DEI CANIANA					
	RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A	COMMESSA NB1R	LOTTO 09	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO VI 04 04 001	REV. A

Si sono considerate le disposizioni dei carichi mobili tali da massimizzare sulla spalla lo sforzo normale (Fz), il momento longitudinale (My) e quello trasversale (Mx). I risultati sono ottenuti e sono riportati nella tabella seguente:

	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
Fz max (kN)	-116.77	3326.12	359.31	-400.06	-1928.07
My max (kNm)	-57.13	1614.56	-3376.03	3891.78	-799.07
My min (kNm)	-55.62	1646.98	3535.61	-4062.46	-1059.07
Mx max (kNm)	-55.62	1646.98	3535.61	-4062.46	-1059.07
Mx min (kNm)	-57.13	1614.56	-3376.03	3891.78	-799.07

I valori caratteristici dei carichi attribuiti ai modelli di carico vengono dal modello di calcolo dell'impalcato e sono già moltiplicati per il coefficiente α che è stato assunto come da tabella seguente (tab. 2.5.1.4.1.1 - RFI DTC SI PS MA IFS 001):

Modello di carico	Coefficiente α
LM71	1,10
SW/0	1,10
SW/2	1,00

6.7.4.3 Effetti dinamici

I valori caratteristici dei carichi attribuiti ai modelli di carico vengono dal modello di calcolo dell'impalcato e tengono conto dei coefficienti di amplificazione dinamica. I coefficienti di amplificazione dinamica Φ si assumono pari a Φ_2 o Φ_3 in dipendenza dal livello di manutenzione della linea. In particolare si assumerà:

- ✓ per linee con elevato standard manutentivo:
 $\Phi_2 = 1,44/(\sqrt{L_\Phi} - 0,2) + 0,82$ con limitazione $1,00 \leq \Phi_2 \leq 1,67$
- ✓ per linee con normale standard manutentivo:
 $\Phi_3 = 2,16/(\sqrt{L_\Phi} - 0,2) + 0,73$ con limitazione $1,00 \leq \Phi_2 \leq 2,00$

Pile con snellezza $\lambda \leq 30$, spalle, fondazioni, muri di sostegno e spinte del terreno possono essere calcolate assumendo coefficienti dinamici unitari

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO LOTTO 9 VI04 – VIADOTTO DI VIA DEI CANIANA					
	RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A	COMMESSA NB1R	LOTTO 09	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO VI 04 04 001	REV. A

6.7.5 Carichi da traffico orizzontali

6.7.5.1 Serpeggio

Viene applicata una forza orizzontale in direzione trasversale e il relativo momento di trasposto dalla testa binario al baricentro dell'impalcato.

Q_{sk} 100 kN

distanza testa binario - G impalcato 0.74 m

Modello	α	F (kN)	M (kNm)
LM71	1.1	110	81.93
SW/2	1	100	74.49

6.7.5.2 Frenatura ed avviamento (Q3)

Le forze di frenatura e di avviamento agiscono sulla sommità del binario, nella direzione longitudinale dello stesso. Tali forze sono da considerarsi uniformemente distribuite su una lunghezza di binario L definita in modo da ottenere l'effetto più gravoso sull'elemento strutturale considerato.

I valori caratteristici considerati sono i seguenti.

Avviamento:

$Q_{la,k}$ 33 [kN/m] x L [m] < 1000[kN]

dove L rappresenta la lunghezza sulla quale ripartire l'azione in maniera tale da ottenere l'effetto più gravoso sull'elemento considerato (per il modello di carico SW/2 saranno tenute in conto solo le porzioni di struttura caricate).

Frenatura:

modelli LM 71 $Q_{lb,k}$ 20 [kN/m] x L [m] < 6000 [kN]

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	32 di 111

 modelli SW/2 $Q_{lb,k}$ 35 [kN/m] x L [m]

Le azioni di frenatura e d avviamento vengono combinate con i relativi carichi verticali.

La forza di avviamento si considera applicata ai primi 30.3 m di convoglio, mentre la forza di frenatura si considererà distribuita su tutta la lunghezza del ponte, per una lunghezza massima di 300 m.

Nel caso in questione le forze si applicano a tutta l'estensione longitudinale dell'impalcato.

I valori caratteristici dell'azione di frenatura e di quella di avviamento devono essere moltiplicati per α , ma non devono essere moltiplicati per ϕ .

Risulta quindi quanto segue.

		Avviamento				Frenatura			
		α	Fx (kN)	My (kNm)			α	Fx (kN)	My (kNm)
LM71		1.1	577.26	352.04	LM71		1.1	349.86	213.36
SW/2		1	524.78	320.04	SW/2		1	556.59	339.44

		Fx (kN/m)	My (kNm/m)			Fx (kN/m)	My (kNm/m)
LM71		36.3	22.14	LM71		22.00	13.42
SW/2		33	20.13	SW/2		35.00	21.34

Le azioni sono state calcolate a partire dall'intera lunghezza della campata pari a $L=15.90$ m.

I momenti sono relativi al trasporto delle forze lungo l'asse baricentrico dell'impalcato.

6.7.5.3 Forza centrifuga (Q4)

La forza centrifuga sull'interasse di 0.495 m vale:

$$Q_{C,LM71,M}(0.495) = 39.2 \cdot 0.495 = 19.42 \text{ kN}$$

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	33 di 111

$$Q_{C,LM71,V} (0.495) = 43.0 \cdot 0.495 = 21.27 \text{ kN}$$

$$Q_{C,SW/2} (0.495) = 20.54 \cdot 0.495 = 10.17 \text{ kN}$$

Considerando un attrito significativo del ballast è possibile riportare la forza centrifuga agente sulle traverse come un azione superficiale agente sulla piastra inferiore e su una delle pareti verticali del cassone:

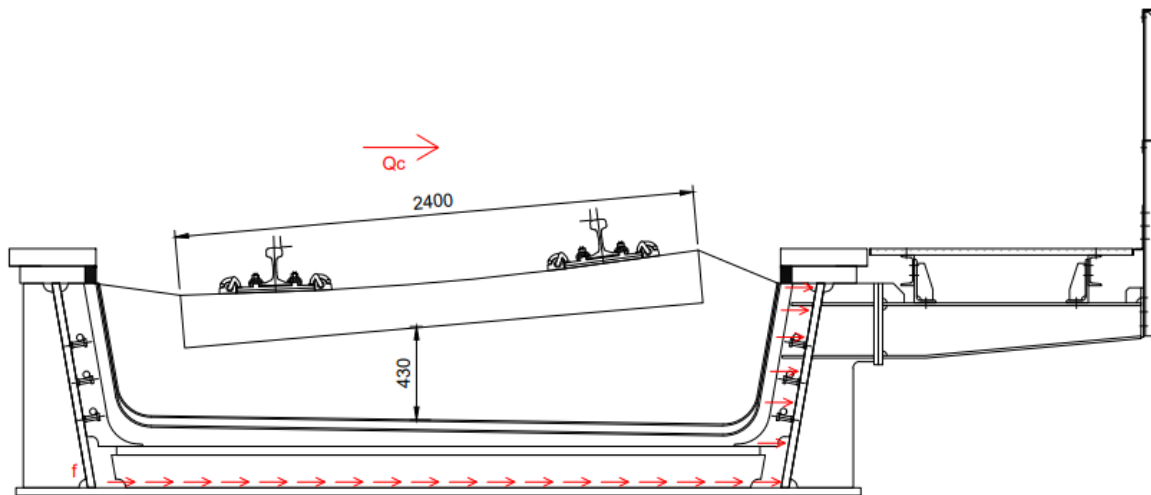


Figura 6-13: Schema di applicazione della forza centrifuga: azione orizzontale

Essendo la larghezza della piastra pari a 3.2 m e la lunghezza delle anime inclinate pari a 0.957 m risulta:

$$q_{C,LM71-M} (0.495) = 19.42/4.157 = 4.67 \text{ kN/m}$$

$$q_{C,LM71-V} (0.495) = 21.27/4.157 = 5.12 \text{ kN/m}$$

$$q_{C,SW/2} (0.495) = 10.17/4.157 = 2.45 \text{ kN/m}$$

Inoltre l'azione centrifuga produce rispetto al baricentro della piastra inferiore anche un momento torcente M_c , per effetto dell'eccentricità del carico orizzontale. Il braccio della forza trasversale, in questo

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	34 di 111

caso, è dato dall'altezza del punto di applicazione (P.F.+1.8m) rispetto al baricentro della piastra inferiore, pari 2.92 m:

$$M_{C,LM71-M} = 19.42 \cdot 2.92 = 56.65 \text{ kNm}$$

$$M_{C,LM71-V} = 21.27 \cdot 2.92 = 62.06 \text{ kNm}$$

$$M_{C,SW/2} = 10.17 \cdot 2.92 = 29.66 \text{ kNm}$$

Con riferimento alla distribuzione del momento torcente realizzata, si ricava la seguente distribuzione trasversale del carico distribuito sul fondo del cassone:

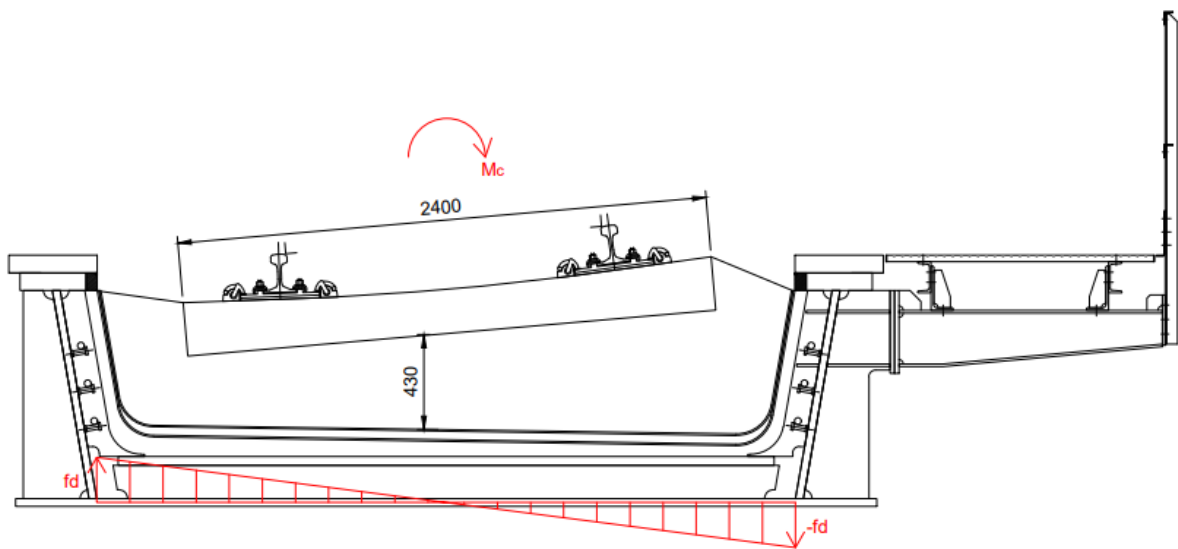


Figura 6-14: Schema di applicazione della forza centrifuga: momento torcente

$$f_{1,C,LM71-M} = M_{C,LM71-M} / w = 68.55 \text{ kN/m}$$

$$f_{1,C,LM71-V} = M_{C,LM71-V} / w = 75.09 \text{ kN/m}$$

$$f_{1,C,SW/2} = M_{C,SW/2} / w = 35.90 \text{ kN/m}$$

$$\text{dove } w = 0.495 \cdot 3.165^2 / 6 = 0.83 \text{ m}^3$$

6.8 Spinta statica del terrapieno

A tergo della spalla, applicato sulla zattera posteriore, viene considerato un carico pari al peso del rinterro calcolato con un peso di volume pari a $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

L'espressione della spinta esercitata da un terrapieno di peso specifico γ , su una parete di altezza H , risulta:

$$S_0 = 1/2 * \gamma * H^2 * K_0 \quad (\text{spinta per metro lineare di spalla})$$

l'utilizzo di K_0 è determinato dall'impossibilità, da parte della spalla, di subire spostamenti; si assume $K_0 = 1 - \text{sen } \varphi'$.

Il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni ($1/3 H$ rispetto alla base della parete).

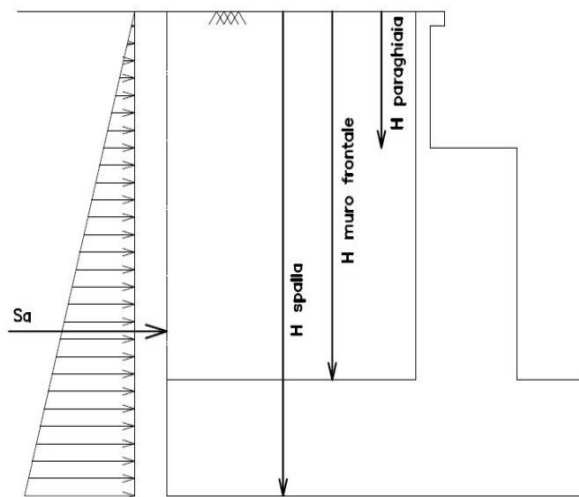


Figura 6-15: schema per il calcolo degli effetti della spinta dovuta al terreno di rinterro

Per il terreno di riempimento si considera lo standard per rilevati ferroviari e si assegnano le seguenti caratteristiche meccaniche:

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi' = 38^\circ$$

$$c' = 0 \text{ kPa}$$

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	36 di 111

SPINTE DEL TERRENO IN CONDIZIONE D'ESERCIZIO		cond con K_0	cond con K_a
MURO FRONTALE (MF)	spinta del terreno soprafalda in condizione M1	3430.10 kN	2123.03 kN
	componente orizzontale	3430.10 kN	2123.03 kN
	componente verticale	0.00 kN	0.00 kN
spinta del terreno soprafalda in condizione M2	componente orizzontale	4194.45 kN	2741.44 kN
	componente orizzontale	4194.45 kN	2741.44 kN
	componente verticale	0.00 kN	0.00 kN
MURO ANDATORE SINISTRA (MS)	spinta del terreno soprafalda in condizione M1	0.00 kN	0.00 kN
	componente orizzontale	0.00 kN	0.00 kN
	componente verticale	0.00 kN	0.00 kN
spinta del terreno soprafalda in condizione M2	componente orizzontale	0.00 kN	0.00 kN
	componente orizzontale	0.00 kN	0.00 kN
	componente verticale	0.00 kN	0.00 kN
MURO ANDATORE DESTRA (MD)	spinta del terreno soprafalda in condizione M1	0.00 kN	0.00 kN
	componente orizzontale	0.00 kN	0.00 kN
	componente verticale	0.00 kN	0.00 kN
spinta del terreno soprafalda in condizione M2	componente orizzontale	0.00 kN	0.00 kN
	componente orizzontale	0.00 kN	0.00 kN
	componente verticale	0.00 kN	0.00 kN
PLATEA	contributo di spinta che agisce sulla platea all'esterno del MF - M1	121.79 kN	75.38 kN
	contributo di spinta che agisce sulla platea all'esterno del MF - M2	148.93 kN	97.34 kN

Figura 6-16: calcolo spinte del terreno in condizioni di esercizio

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO LOTTO 9 VI04 – VIADOTTO DI VIA DEI CANIANA					
	RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A	COMMESSA NB1R	LOTTO 09	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO VI 04 04 001	REV. A

6.9 Sovraccarico sul terrapieno

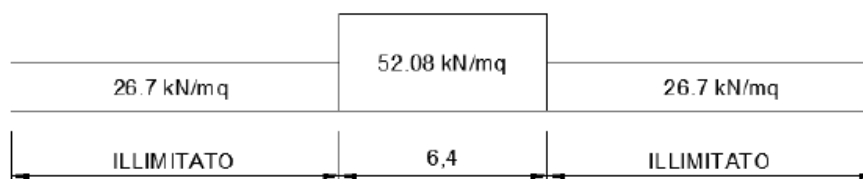
Nell'analisi delle azioni è stato inoltre considerato il contributo, in termini di sovraccarico verticale in fondazione e di spinta, del sovraccarico accidentale eventualmente presente a tergo spalla.

$$q = 53.00 \text{ kN/ m}^2$$

$$Sq = 53.00 * 0.384 = 20.35 \text{ kN/m}^2$$

Il valore del sovraccarico è determinate come di seguito descritto:

Considerando la distribuzione trasversale dei carichi su una larghezza di 3.0 m secondo quanto previsto da EN 1991 – 2:2003/AC:2010, si ricava il carico equivalente unitario agente alla quota della piattaforma ferroviaria:



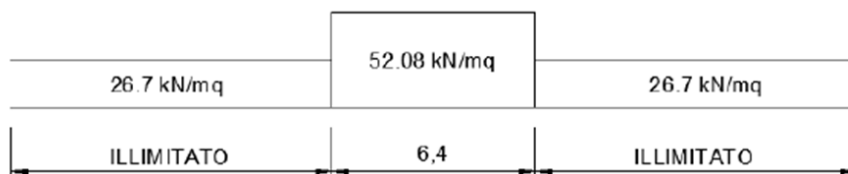
A tali carichi si deve applicare il coefficiente α relativo alle categorie S.T.I. come indicato nella tabella 11 di seguito riportata:

Tabella 11

Fattore alfa (α) per la progettazione di strutture nuove

Tipo di traffico	Valore minimo del fattore alfa (α)
P1, P2, P3, P4	1,0
P5	0,91
P6	0,83
P1520	Punto in sospenso
P1600	1,1
F1, F2, F3	1,0
F4	0,91
F1520	Punto in sospenso
F1600	1,1

Nel caso in esame, il coefficiente α sarebbe pari ad 1.0 perché le categorie di traffico sono P2-P4 per il traffico passeggeri ed F1 per il traffico merci per cui, alle opere si applicano i seguenti carichi equivalenti:



A favore di sicurezza si adottano i valori di α di normativa e sotto riportati.

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE α
LM71	1,1
SW/0	1,1
SW/2	1,0

6.10 Spinta del sovraccarico permanente condizioni statiche

In aggiunta in condizioni statiche si considera un sovraccarico permanente (ballast) pari a $Q = 15.00 \text{ kN/m}^2$ gravante sulla spalla e sul cuneo di spinta a tergo di essa.

La presenza del sovraccarico Q genera una spinta pari a:

$$S_q = k_0 \cdot q \cdot H$$

Tale spinta è applicata ad una altezza pari a $H/2$.

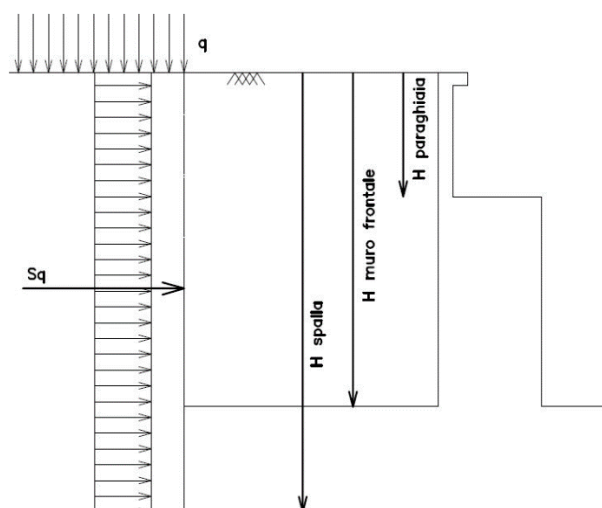


Figura 6-17: Schema per il calcolo degli effetti della spinta dovuta al sovraccarico accidentale

SPINTE SOVRACCARICHI PERMANENTI BALLAST		cond con K_0	cond con K_a
MURO FRONTALE (MF)	sovraccarico ballast	15.00 kNm ²	15.00 kNm ²
	spinta dovuta al sovraccarico ballast M1	325.87 kN	201.70 kN
	componente orizzontale	325.87 kN	201.70 kN
	componente verticale	0.00 kN	0.00 kN
	spinta dovuta al sovraccarico ballast M2	398.49 kN	260.45 kN
	componente orizzontale	398.49 kN	260.45 kN
	componente verticale	0.00 kN	0.00 kN

Figura 6-18 - Calcolo spinta indotta dal sovraccarico accidentale sui muri della spalla

6.11 Spinta del sovraccarico accidentale condizioni statiche

In aggiunta in condizioni statiche si considera un sovraccarico accidentale pari a $Q = 53.00$ kN/m² gravante sulla spalla e sul cuneo di spinta a tergo di essa

La presenza del sovraccarico Q genera una spinta pari a:

$$S_q = k_0 \cdot q \cdot H$$

Tale spinta è applicata ad una altezza pari a $H/2$.

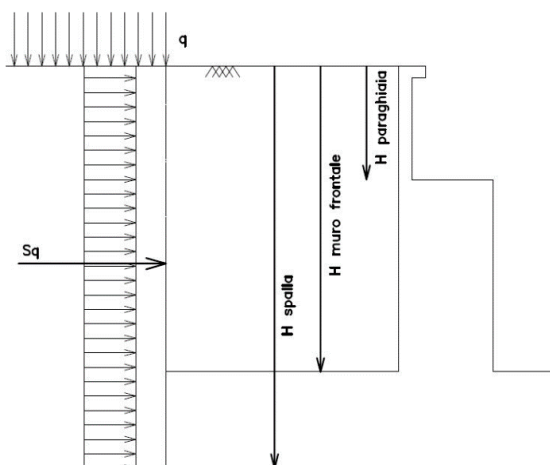


Figura 6-19: Schema per il calcolo degli effetti della spinta dovuta al sovraccarico accidentale

SPINTE SOVRACCARICHI ACCIDENTALI		cond con K_0	cond con K_a
MURO FRONTALE (MF)	sovraccarico accidentale q	53.00 kNm ²	53.00 kNm ²
	spinta dovuta al sovraccarico acc M1	812.76 kN	503.05 kN
	componente orizzontale	812.76 kN	503.05 kN
	componente verticale	0.00 kN	0.00 kN
	spinta dovuta al sovraccarico acc M2	993.87 kN	649.58 kN
	componente orizzontale	993.87 kN	649.58 kN
componente verticale	0.00 kN	0.00 kN	

Figura 6-20: Calcolo spinta indotta dal sovraccarico accidentale sui muri della spalla

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELO LOTTO 9 VI04 – VIADOTTO DI VIA DEI CANIANA					
RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A	COMMESSA NB1R	LOTTO 09	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO VI 04 04 001	REV. A	FOGLIO 41 di 111

6.12 Azione sismica

6.12.1 Inquadramento sismico

Nel seguente paragrafo è riportata la valutazione dei parametri di pericolosità sismica utili alla determinazione delle azioni sismiche di progetto dell'opera cui si riferisce il presente documento, in accordo a quanto specificato a riguardo dal D.M. 17 gennaio 2018 e relativa circolare applicativa.

Longitudine: [9.660477](#)

Latitudine: [46.685744](#)

Classe d'uso: [III](#)

Coefficiente d'uso CU = [1.5](#)

Vita nominale VN = 50 anni

Categoria di suolo: [C](#)

Condizione topografica: [T1](#)

Fattore di struttura q = 1

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale.

Per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo di riferimento in accordo a quanto indicato nel § 3.2.2 delle NTC2018.

I terreni di progetto possono essere caratterizzati come appartenenti a terreni di categoria B, tuttavia, in ossequio al DGR n.IX/2616 di Regione Lombardia del 30/11/2011, i valori di soglia per il fattore di amplificazione risultano superati, si assume la categoria di suolo più penalizzante, pertanto il terreno deve essere assunto di categoria C.

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO LOTTO 9 VI04 – VIADOTTO DI VIA DEI CANIANA					
	RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A	COMMESSA NB1R	LOTTO 09	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO VI 04 04 001	REV. A

6.12.2 Azioni sismiche sulla spalla

Per la valutazione dell'azione sismica associata ai carichi fissi propri e permanenti /accidentali agenti sulle spalle si utilizza il metodo dell'analisi pseudostatica in cui il sisma è rappresentato da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k_h (coefficiente sismico orizzontale) o k_v (coefficiente sismico verticale) secondo quanto di seguito indicato:

$$\text{Forza sismica orizzontale} \quad F_h = k_h W$$

$$\text{Forza sismica verticale} \quad F_v = k_v W$$

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad (7.11.6)$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h \quad (7.11.7)$$

dove

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (7.11.8)$$

dove


S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Nella precedente espressione, il coefficiente β_m assume i valori riportati nella Tab. 7.11-II.

Per muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario.

Con riferimento al valore da assegnare al coefficiente β_m , si è fatto riferimento alle indicazioni di cui alla Tabella 7.11.II riportata nella stessa sezione della norma, ed in accordo con il Manuale di

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO LOTTO 9 VI04 – VIADOTTO DI VIA DEI CANIANA					
	RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A	COMMESSA NB1R	LOTTO 09	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO VI 04 04 001	REV. A

Progettazione RFI (Parte II – Sezione 3 – par.3.10.3.1), per le spalle di ponti e viadotti ferroviari fondate su pali, si porrà comunque $\beta_m=1$.

SPINTE DEL TERRENO IN CONDIZIONE SISMICA - INERZIE		
F_0	categoria del sottosuolo	C
	fattore per l'amplif. spettrale mass su sito di rif rigido	2.442
a_g	accelerazione orizz mass attesa su sito di rif rigido	1.256 m/s ²
S_s	coeff per l'effetto dell'amplif stratigrafica	1.500
S_T	coeff per l'effetto dell'amplif topografica	1
S	fattore della categoria del suolo	1.500
β_m	coeff di riduzione dell'acc max attesa al sito	1
a_{max}	acc orizz mass attesa al sito	1.884 m/s ²
$2 \beta_m$	coeffic maggiorativo della β_m	1.00
k_h	coeff sismico orizzontale	0.192
k_v	coeff sismico verticale	0.096
ψ	ang. Di incl. Rispetto all'orizz del param. Del muro	90 °
β	ang. Di incl. Rispetto all'orizz della superf del terrapieno	0 °
θ	angolo sopra falda	12.00 °
$\phi-\theta$		20.01 °
$k_a (\beta \leq \phi - \theta)$	coeff. Di spinta attiva del terreno se $\beta \leq \phi - \theta$	0.363
$k_a (\beta > \phi - \theta)$	coeff. Di spinta attiva del terreno se $\beta > \phi - \theta$	0.844
k_{AE}	coeff. Di spinta attiva (soluzione di Mononobe-Okabe)	0.363
E_d	spinta attiva di calcolo del terreno per il Muro Frontale MF	2927.49 kN
E_d orizz	componente orizzontale	2927.49 kN
E_d vert	componente verticale	0.00 kN
ΔSH	sovraspinta sismica orizzontale	804.46 kN

Figura 6-21: Parametri di spinta del terreno in condizioni sismiche

Il valore del coefficiente di amplificazione stratigrafica è pari a quello massimo per la Cat. C, ovvero $SS = 1,50$.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO LOTTO 9 VI04 – VIADOTTO DI VIA DEI CANIANA					
	RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A	COMMESSA NB1R	LOTTO 09	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO VI 04 04 001	REV. A

6.12.3 Spinta sismica del terrapieno

La spinta complessiva del terreno sull'opera in condizione sismica è valutata sulla base della teoria di Mononobe-Okabe. L'utilizzo di K_a è giustificato dal fatto che la mobilitazione della spinta attiva avviene per spostamenti di entità contenuta. In particolare, il coefficiente di spinta attiva è stato definito attraverso la seguente espressione:

$$k_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi' - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \vartheta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \cdot \sin(\phi' - \varepsilon - \vartheta)}{\sin(\psi - \vartheta - \delta) \cdot \sin(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

Dove:

ψ inclinazione paramento interno della spalla;

ϕ' angolo d'attrito efficace del terreno di riempimento a tergo della spalla;

δ angolo d'attrito terra-paramento (in prima approssimazione pari a 2/3 di ϕ');

ε inclinazione del terreno a tergo della spalla.

$$\vartheta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

$$k_h = \frac{\beta_m \cdot a_{\max}}{g}$$

$$k_v = 0.5 \cdot k_h$$

è un coefficiente definito pari a 0.38 nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV) e pari a 0.47 nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD) (rif. §7.11.6.2.1. del DM 17.01.2018).

L'incremento dovuto all'azione sismica agente sulla spalla (ΔS_{sism}), calcolato come differenza fra la spinta complessiva sismica e quella statica (S_{stat}), viene applicato come illustrato di seguito:

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	45 di 111

$$S_{stat} = k_a \cdot \left(\frac{\gamma_t h_s^2}{2} + \gamma_t h_r h_s + q h_s \right)$$

è la spinta litostatica;

$$S_{sism} = k_{as} \cdot \left((1 + k_v) \cdot \frac{\gamma_t h_s^2}{2} + \gamma_t h_r h_s + q h_s \right)$$

è la spinta sismica;

$$\Delta S_{sism} = S_{sism} - S_{stat}$$

è l'incremento di spinta sismico;

γ_t è il peso per unità di volume del terreno a tergo della spalla;

q è il sovraccarico agente superiormente (ulteriori strati di terreno, armamento e carico da treno).

- Alle azioni sopra indicate si aggiungono le azioni inerziali correlate alle masse strutturali dell'opera (muro e ciabatta di fondazione) e del terreno imbarcato; queste ultime pari ad $a_{max} \cdot w_i$, essendo a_{max} l'accelerazione di aggancio dello spettro per la categoria di suolo in oggetto e w_i il peso strutturale dell'opera o il peso del terreno imbarcato.
- Infine, ai carichi sopra indicati si aggiungeranno le azioni trasmesse dall'impalcato alla sommità dell'opera.
- Alle azioni descritte sono aggiunte quelle concernenti il carico da traffico in funzione del corrispondente coefficiente di combinazione $\psi_2=0.2$.

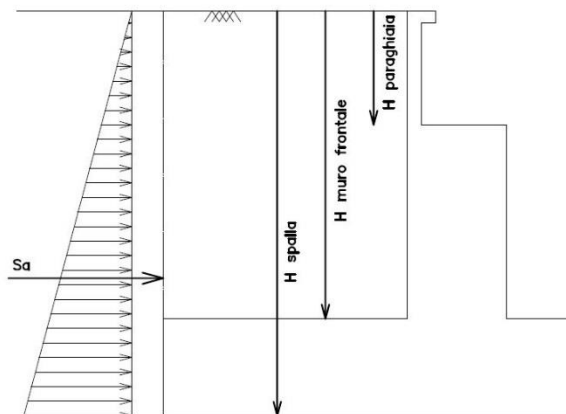


Figura 6-22 - Schema per il calcolo degli effetti della sovraspinta sismica

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	46 di 111

Calcolo sovraspinta sismica	Mononobe - Okabe
	$\Delta E, k_a, M1$
spinta attiva di calcolo del terreno per il Muro Frontale MF	2123.03
componente orizzontale	2123.03
componente verticale	0.00
porzione di spinta che agisce sulla platea all'esterno di MF	121.73

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO LOTTO 9 VI04 – VIADOTTO DI VIA DEI CANIANA					
	RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A	COMMESSA NB1R	LOTTO 09	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO VI 04 04 001	REV. A

6.12.4 Valori di progetto

La pericolosità sismica di base è stata definita sulla base delle coordinate geografiche del sito di realizzazione dell'opera:

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

Elaborazioni grafiche

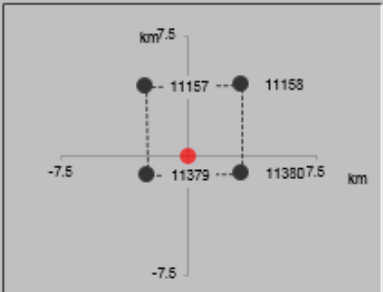
Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento


Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione



La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Figura 6-23 - Definizione dell'azione sismica, Fase 1

I parametri utilizzati per la definizione dell'azione sismica sono riportati di seguito.

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_d info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE { SLO - P_{VR} = 81%

{ SLD - P_{VR} = 63%

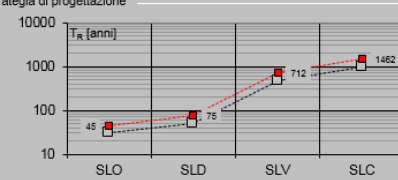
Stati limite ultimi - SLU { SLV - P_{VR} = 10%

{ SLC - P_{VR} = 5%

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGGENDA GRAFICO

- Strategie per costruzioni ordinarie
- Strategie scelte

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

Figura 6-24 - Definizione dell'azione sismica, Fase 2

L'azione sismica è stata calcolata per mezzo del foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3 messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Di seguito si riportano gli spettri di risposta orizzontale e verticale allo Stato limite di salvaguardia della vita SLV utilizzati per il calcolo dell'azione sismica.

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **C** info $S_d = 1.500$ $C_0 = 1.610$ info

Categoria topografica **T1** info $h/H = 0.000$ $S_T = 1.000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) $\eta_1 = 1.000$ info

Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_0 Regol. in altezza **si** info

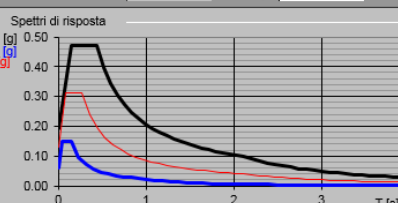
Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore q $\eta_1 = 1.000$ info

Elaborazioni

- Grafici spettri di risposta
- Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta



— Spettro di progetto - componente orizzontale

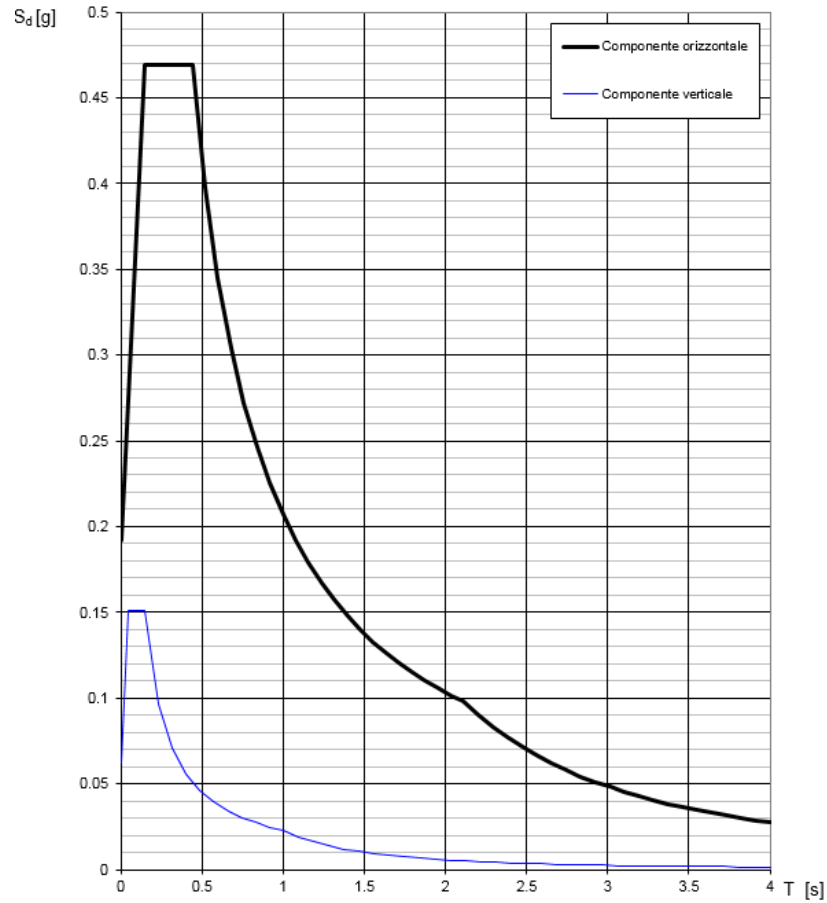
— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO FASE 1 FASE 2 **FASE 3**

Figura 6-25 - Definizione dell'azione sismica, Fase 3

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV
Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.128 g
F_o	2.442
T_c	0.274 s
S_s	1.500
C_c	1.610
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.147 s
T_C	0.441 s
T_D	2.112 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

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

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

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

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

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.192
$T_B \leftarrow$	0.147	0.469
$T_C \leftarrow$	0.441	0.469
	0.520	0.397
	0.600	0.345
	0.680	0.304
	0.759	0.272
	0.839	0.247
	0.918	0.225
	0.998	0.207
	1.078	0.192
	1.157	0.179
	1.237	0.167
	1.316	0.157
	1.396	0.148
	1.476	0.140
	1.555	0.133
	1.635	0.127
	1.714	0.121
	1.794	0.115
	1.874	0.110
	1.953	0.106
	2.033	0.102
$T_D \leftarrow$	2.112	0.098
	2.202	0.090
	2.292	0.083
	2.382	0.077
	2.472	0.071
	2.562	0.067
	2.652	0.062
	2.742	0.058
	2.832	0.054
	2.921	0.051
	3.011	0.048
	3.101	0.045
	3.191	0.043
	3.281	0.041
	3.371	0.038
	3.461	0.036
	3.551	0.035
	3.640	0.033
	3.730	0.031
	3.820	0.030
	3.910	0.029
	4.000	0.027

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO LOTTO 9 VI04 – VIADOTTO DI VIA DEI CANIANA					
	RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A	COMMESSA NB1R	LOTTO 09	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO VI 04 04 001	REV. A

6.12.5 Incremento di spinta indotto dai sovraccarichi accidentale e permanente

Si considera la sovraspinta sismica indotta dai sovraccarichi accidentale e permanente, che calcolata con la teoria di Mononobe-Okabe $S_a = k_{aE} (1-k_v) * q * H$, fornisce i seguenti risultati:

	spinta sismica del sovraccarico accidentale MF	797.98 kN
	spinta sismica orizzontale del sovraccarico accidentale	797.98 kN
	spinta sismica verticale del sovraccarico accidentale	0.00 kN
	spinta sismica del sovraccarico accidentale MS	0.00 kN
	spinta sismica orizzontale del sovraccarico accidentale	0.00 kN
	spinta sismica verticale del sovraccarico accidentale	0.00 kN
	spinta sismica del sovraccarico accidentale MD	0.00 kN
	spinta sismica orizzontale del sovraccarico accidentale	0.00 kN
	spinta sismica verticale del sovraccarico accidentale	0.00 kN
	sovraspinta sismica orizzontale sovraccarico acc. MF (Wood)	0.00 kN
	sovraspinta sismica orizzontale sovraccarico acc. MS (Wood)	0.00 kN
	sovraspinta sismica orizzontale sovraccarico acc. MD (Wood)	0.00 kN
	forza d'inerzia del sovraccarico accidentale MF	46.31 kN
	forza d'inerzia del sovraccarico accidentale MS	0.00 kN
	forza d'inerzia del sovraccarico accidentale MD	0.00 kN
	spinta sismica del sovraccarico ballast MF	319.94 kN
	spinta sismica orizzontale del sovraccarico ballast	319.94 kN
	spinta sismica verticale del sovraccarico ballast	0.00 kN
	spinta sismica del sovraccarico ballast MS	0.00 kN
	spinta sismica orizzontale del sovraccarico ballast	0.00 kN
	spinta sismica verticale del sovraccarico ballast	0.00 kN
	spinta sismica del sovraccarico ballast MD	0.00 kN
	spinta sismica orizzontale del sovraccarico ballast	0.00 kN
	spinta sismica verticale del sovraccarico ballast	0.00 kN
	sovraspinta sismica orizzontale ballast MF (Wood)	0.00 kN
	sovraspinta sismica orizzontale ballast MS (Wood)	0.00 kN
	sovraspinta sismica orizzontale ballast MD (Wood)	0.00 kN
	forza d'inerzia del sovraccarico ballast MF	18.57 kN
	forza d'inerzia del sovraccarico ballast MS	0.00 kN
	forza d'inerzia del sovraccarico ballast MD	0.00 kN

Figura 6-26: calcolo incremento di spinta in condizioni sismiche

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	52 di 111

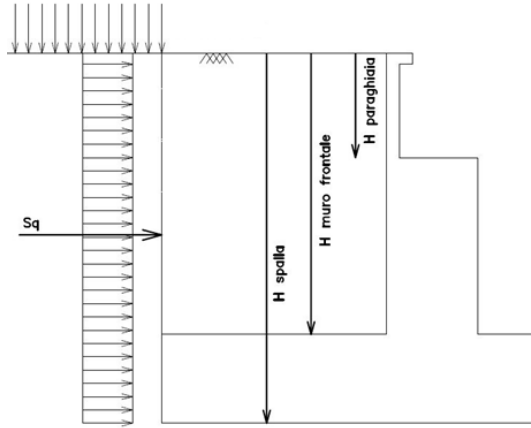


Figura 6-27 - Schema per il calcolo degli effetti della spinta dovuta al sovraccarico accidentale

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO LOTTO 9 VI04 – VIADOTTO DI VIA DEI CANIANA					
	RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A	COMMESSA NB1R	LOTTO 09	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO VI 04 04 001	REV. A

6.12.6 Forze inerziali dovute al sisma

In fase sismica si devono considerare le azioni orizzontali e verticali agenti sulla spalla dovute all'inerzia delle parti in conglomerato armato e del rinterro compreso tra i muri andatori. Le risultanti orizzontali e verticali sono rispettivamente pari ad $F_h = k_h \cdot W$ e $F_v = k_v \cdot W$, dove i coefficienti k_h e k_v sono calcolati come esposto al paragrafo 7.11.6.2.1 delle NTC18 risultando pari a $k_h = \beta_m \cdot a_{max}/g$, $k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$ con $a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$. Il coefficiente β_m è stato considerato unitario.

$F_{h,terr} = k_h \cdot W_{terr}$	forza d'inerzia orizz del terreno sul muro frontale	272.81 kN
$F_{v,terr} = k_v \cdot W_{terr}$	forza d'inerzia vert del terreno sul muro frontale	136.41 kN
$F_{h,terr} = k_h \cdot W_{terr}$	forza d'inerzia orizz del terreno sul muro parag front	54.13 kN
$F_{v,terr} = k_v \cdot W_{terr}$	forza d'inerzia vert del terreno sul muro parag front	36.37 kN
$F_{h,terr} = k_h \cdot W_{terr}$	forza d'inerzia orizz del terreno sul muro laterale sx	0.00 kN
$F_{v,terr} = k_v \cdot W_{terr}$	forza d'inerzia vert del terreno sul muro laterale sx	0.00 kN
$F_{h,terr} = k_h \cdot W_{terr}$	forza d'inerzia orizz del terreno sul muro paragh laterale sx	0.00 kN
$F_{v,terr} = k_v \cdot W_{terr}$	forza d'inerzia vert del terreno sul muro paragh laterale sx	0.00 kN
$F_{h,mtest} = k_h \cdot W_{mtest}$	forza d'inerzia orizz del muro frontale	616.98 kN
$F_{v,mtest} = k_v \cdot W_{mtest}$	forza d'inerzia vert del muro frontale	308.49 kN
$F_{h,prg} = k_h \cdot W_{prg}$	forza d'inerzia orizz del paraghiaia	67.66 kN
$F_{v,prg} = k_v \cdot W_{prg}$	forza d'inerzia vert del paraghiaia	33.83 kN
$F_{h,Ma} = k_h \cdot W_{Ma}$	forza d'inerzia orizz del muro andatore ($y < 0$)	0.00 kN
$F_{v,Ma} = k_v \cdot W_{Ma}$	forza d'inerzia vert del muro andatore ($y < 0$)	0.00 kN
$F_{h,Ma} = k_h \cdot W_{Ma}$	forza d'inerzia orizz del muro andatore ($y > 0$)	0.00 kN
$F_{v,Ma} = k_v \cdot W_{Ma}$	forza d'inerzia vert del muro andatore ($y > 0$)	0.00 kN
$F_{h,Map} = k_h \cdot W_{map}$	forza d'inerzia orizz del muro paraghiaia andatore ($y < 0$)	0.00 kN
$F_{v,Map} = k_v \cdot W_{map}$	forza d'inerzia vert del muro paraghiaia andatore ($y < 0$)	0.00 kN
$F_{h,Map} = k_h \cdot W_{map}$	forza d'inerzia orizz del muro paraghiaia andatore ($y > 0$)	0.00 kN
$F_{v,Map} = k_v \cdot W_{map}$	forza d'inerzia vert del muro paraghiaia andatore ($y > 0$)	0.00 kN
$F_{h,fond} = k_h \cdot W_{fond}$	forza d'inerzia orizz della fondazione della spalla	245.61 kN
$F_{v,fond} = k_v \cdot W_{fond}$	forza d'inerzia vert della fondazione della spalla	122.81 kN

Figura 6-28: calcolo forze inerziali dovute all'azione sismica

Infine, nel caso specifico non essendo presente la falda a tergo dell'opera, la spinta idrostatica è nulla.

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO LOTTO 9 VI04 – VIADOTTO DI VIA DEI CANIANA</p>					
<p>RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A</p>	<p>COMMESSA NB1R</p>	<p>LOTTO 09</p>	<p>CODIFICA D 26 CL</p>	<p>DOCUMENTO VI 04 04 001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 54 di 111</p>

6.13 Calcolo delle sollecitazioni in testa ai micropali

Le sollecitazioni agenti in testa micropalo vengono calcolate nell'ipotesi di platea di fondazione infinitamente rigida, attraverso la relazione

$$R(x, y) = \frac{N}{n} + \frac{M_l}{J_l} \cdot y + \frac{M_t}{J_t} \cdot x$$

dove

N, M_l, M_t sono lo sforzo normale e i momenti flettenti longitudinale e trasversale agenti al baricentro della palificata, n è il numero di pali e J_l, J_t sono le inerzie longitudinale e trasversale della palificata

$$J_l = \sum y_i^2 \qquad J_t = \sum x_i^2$$

Per quanto riguarda le sollecitazioni orizzontali in testa palo, si assume che le azioni di taglio di ripartiscano uniformemente tra i pali, risultando

$$T(x, y) = \frac{\sqrt{H_l^2 + H_t^2}}{n}$$

dove H_l, H_t sono le forze orizzontali longitudinale e trasversale agenti al baricentro della palificata.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	55 di 111

6.14 Riepilogo risultati

Nella seguente tabella sono riportate le azioni elementari in direzione orizzontale e verticale agenti sulla spalla.

Carico	Elemento						
		Fy (KN)	-Fx (KN)	Fz (KN)	x (m)	y (m)	z (m)
Peso proprio	muro frontale	0	0	-3212	0.01	0.00	3.63
	paraghiaia frontale	0	0	-352	-0.46	0.00	6.95
	muro sinistro	0	0	0	-1.23	-6.52	1.00
	bandiera muro sx	0	0	0	0.00	0.00	0.00
	paraghiaia sinistro	0	0	0	-1.23	-6.52	1.00
	muro destro	0	0	0	-1.23	6.52	1.00
	bandiera muro dx	0	0	0	0.00	0.00	0.00
	paraghiaia destro	0	0	0	-1.23	6.52	1.00
	platea	0	0	-1279	0.00	0.00	0.50
	terr riemp su platea	0	0	-1799	-1.23	0.00	1.00
Spinte statiche M1 (k0)	spinta terre su MF	0	-3430	0	-1.23	0.00	2.55
	spinta terre su MS	0	0	0	-1.23	-6.52	1.00
	spinta terre su MD	0	0	0	-1.23	6.52	1.00
Spinte statiche M1 (ka)	spinta terre su MF	0	-2123	0	-1.23	0.00	2.55
	spinta terre su MS	0	0	0	-1.23	-6.52	1.00
	spinta terre su MD	0	0	0	-1.23	6.52	1.00
Spinte statiche M2 (k0)	spinta terre su MF	0	-4194	0	-1.23	0.00	2.55
	spinta terre su MS	0	0	0	-1.23	-6.52	1.00
	spinta terre su MD	0	0	0	-1.23	6.52	1.00
Spinte statiche M2 (ka)	spinta terre su MF	0	-2741	0	-1.23	0.00	2.55
	spinta terre su MS	0	0	0	-1.23	-6.52	1.00
	spinta terre su MD	0	0	0	-1.23	6.52	1.00
Δ Spinte sismiche Mononobe-Okabe D Spinte sismiche Wood	sovraspinta sismica su MF	0	-804	0	-1.23	0.00	2.55
	sovraspinta sismica su MS	0.0	0	0	-1.23	-6.52	1.00
	sovraspinta sismica su MD	0.0	0	0	-1.23	6.52	1.00
Spinte statiche sovraccarico ballast M1	spinta oriz sovrac su MF	0	-326	0	-1.23	0.00	3.83
	spinta oriz sovrac su MS	0	0	0	-1.23	0.00	4.33
	spinta oriz sovrac su MD	0	0	0	-1.23	0.00	4.33
	peso sovraccarico su platea	0	0	-173	0.00	0.00	7.65
Spinte statiche sovraccarico ballast M2	spinta oriz sovrac su MF	0	-398	0	-1.23	0.00	3.83
	spinta oriz sovrac su MS	0	0	0	-1.23	0.00	4.33
	spinta oriz sovrac su MD	0	0	0	-1.23	0.00	4.33
	spinta sovraccarico su platea	0	0	-173	0.00	0.00	7.65
Spinte sismiche sovraccarico ballast Mononobe-Okabe / Wood	spinta oriz sovrac su MF	0	-320	0	-1.23	0.00	2.55
	spinta oriz sovrac su MS	0	0	0	-1.23	0.00	1.00
	spinta oriz sovrac su MD	0	0	0	-1.23	0.00	1.00
Inerzie X sovraccarico ballast	spinta oriz sovrac su MF	0	-19	0	-1.23	0.00	1.00
	spinta oriz sovrac su MS	0	0	0	-1.23	-6.52	1.00
	spinta oriz sovrac su MD	0	0	0	-1.23	6.52	1.00
Spinte statiche sovraccarico M1	spinta oriz sovrac su MF	0	-813	0	-1.23	0.00	3.83
	spinta oriz sovrac su MS	0	0	0	-1.23	-6.52	4.33
	spinta oriz sovrac su MD	0	0	0	-1.23	6.52	4.33
	peso sovraccarico su platea	0	0	-613	-1.23	0.00	7.65
Spinte statiche sovraccarico M2	spinta oriz sovrac su MF	0	-994	0	-1.23	0.00	3.83
	spinta oriz sovrac su MS	0	0	0	-1.23	-6.52	4.33
	spinta oriz sovrac su MD	0	0	0	-1.23	6.52	4.33
	spinta sovraccarico su platea	0	0	-613	-1.23	0.00	7.65
Spinte sismiche sovraccarico accidentale Mononobe-Okabe / Wood	spinta oriz sovrac su MF	0	-798	0	-1.23	0.00	3.83
	spinta oriz sovrac su MS	0	0	0	-1.23	-6.52	4.33
	spinta oriz sovrac su MD	0	0	0	-1.23	6.52	4.33

Figura 6-29: riepilogo azioni agenti sulla spalla 1/2

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	56 di 111

Inerzie X sovraccarico accidentale	spinta orizz. sovracc. su MF	0	-46	0	-1.23	0.00	1.00
	spinta orizz. sovracc. su MS	0	0	0	-1.23	-6.52	1.00
	spinta orizz. sovracc. su MD	0	0	0	-1.23	6.52	1.00
Inerzia X spalla	muro frontale	0	-617	-308	0.01	0.00	3.63
	paragliaia frontale	0	-68	-34	-0.46	0.00	6.95
	muro sinistro	0	0	0	-1.23	0.00	1.00
	paragliaia sinistro	0	0	0	-1.23	0.00	1.00
	muro destro	0	0	0	-1.23	0.00	1.00
	paragliaia destro	0	0	0	-1.23	0.00	1.00
	platea	0	-246	-123	0.00	0.00	0.50
Inerzia X terre	Ter di riemp. inf MF	0	-273	-136	-1.23	0.00	3.63
	Ter di riemp. sup TPF	0	-54	-36	-1.23	0.00	6.95
	Ter di riemp. inf MD	0	0	0	-1.23	0.00	1.00
	Ter di riemp. sup TPD	0	0	0	-1.23	0.00	1.00
	Ter di riemp. inf MS	0	0	0	-1.23	0.00	1.00
	Ter di riemp. sup TPS	0	0	0	-1.23	0.00	1.00
Inerzia Y spalla	muro frontale	617	0	-308	0.01	0.00	3.63
	paragliaia frontale	68	0	-34	-0.46	0.00	6.95
	muro sinistro	0	0	0	-1.23	0.00	1.00
	paragliaia sinistro	0	0	0	-1.23	0.00	1.00
	muro destro	0	0	0	-1.23	0.00	1.00
	paragliaia destro	0	0	0	-1.23	0.00	1.00
	platea	246	0	-123	0.00	0.00	0.50
Inerzia Y terre	Ter di riemp. inf MF	0	0	0	-1.23	0.00	3.63
	Ter di riemp. sup TPF	0	0	0	-1.23	0.00	6.95
	Ter di riemp. inf MD	0	0	0	-1.23	0.00	1.00
	Ter di riemp. sup TPD	0	0	0	-1.23	0.00	1.00
	Ter di riemp. inf MS	0	0	0	-1.23	0.00	1.00
	Ter di riemp. sup TPS	0	0	0	-1.23	0.00	1.00
Azioni da impalcato	permanenti strutturali	27.37	0.00	-520.43	-0.04	0.00	6.58
	permanenti non strutturali	62.79	0.00	-1218.21	-0.04	0.00	6.58
	altre azioni permanenti	0.00	0.00	0.00	-0.04	0.00	6.58
	distorsioni e presollecitazioni	0.00	0.00	0.00	-0.04	0.00	6.58
	Ritiro	0.00	0.00	0.00	-0.04	0.00	6.58
	variazioni termiche	0.00	0.00	0.00	-0.04	0.00	6.58
	viscosità	0.00	0.00	0.00	-0.04	0.00	6.58
	carichi mobili	116.77	0.00	-3326.12	-0.04	0.00	6.58
	frenatura	0.22	-1154.52	-89.31	-0.04	0.00	6.58
	azione centrifuga	820.00	0.00	-315.00	-0.04	0.00	6.58
	serpeggio	208.94	0.00	-21.91	-0.04	0.00	6.58
	vento ponte scarico	16.12	0.00	0.00	-0.04	0.00	6.58
	vento ponte carico	58.29	0.00	0.00	-0.04	0.00	6.58
	sisma (direzione y) carichi permanenti	318.48	-1900.54	-231.14	-0.04	0.00	6.58
	sisma (direzione x) carichi permanenti	1098.28	-558.85	-72.86	-0.04	0.00	6.58
	sisma (direzione Z) carichi permanenti	20.57	-142.44	-320.28	-0.04	0.00	6.58
	resistenze parassite	0.00	-86.93	0.00	-0.04	0.00	6.58
	attrito carichi mobili	0.00	-133.04	0.00	-0.04	0.00	6.58
	azione laterale	0.00	0.00	0.00	-0.04	0.00	6.58
	altre azioni variabili (acc. servizio)	0.00	0.00	0.00	-0.04	0.00	6.58
Inerzia X permanente/accidentale impalcato	Inerzia X permanente impalcato	1098.28	-199.93	-49.98	-0.04	0.00	6.58
	Inerzia X sovraccarico accidentale da impalcato	0.00	-1277.75	-319.44	-0.04	0.00	6.58
Inerzia Y permanente/accidentale impalcato	Inerzia Y permanente impalcato	99.96	-1900.54	-49.98	-0.04	0.00	6.58
	Inerzia Y sovraccarico accidentale da impalcato	638.88	0.00	-319.44	-0.04	0.00	6.58

Figura 6-30: riepilogo azioni agenti sulla spalla 2/2.

6.15 Sollecitazioni

6.15.1 Muro paraghiaia

In condizioni statiche il muro paraghiaia è sollecitato dalla spinta del rilevato, dalla spinta dei sovraccarichi accidentali, dai sovraccarichi mobili agenti sulla mensola del muro e dall'azione di frenatura. In condizioni sismiche il muro paraghiaia è sollecitato dalla spinta sismica del rilevato, dalle masse del muro. Il modello di calcolo utilizzato è quello di mensola incastrata al muro frontale.

SOLLECITAZIONI SPICCATO MURO PARAGHIAIA STRISCIA UNITARIA					
Combinazioni	Ty [kN]	Tx [kN]	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
1_A1+M1+R3	0	100	-42	0	96
2_A1+M1+R3	0	100	-42	0	96
1_A2+M2+R2	-	-	-	-	-
2_A2+M2+R2	-	-	-	-	-
sisma X + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma Z verso alto	2	49	-21	-1	32
sisma X + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma Z verso basso	2	49	-26	-1	27
sisma Y + 0.3 sisma X + 0.3 sisma Z verso alto	5	31	-21	-4	19
sisma Y + 0.3 sisma X + 0.3 sisma Z verso basso	5	31	-26	-4	14
sisma Z verso basso + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma X	2	31	-31	-1	8
sisma Z verso alto + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma X	2	31	-16	-1	25
1_SLE rara	0	69	-31	0	67
2_SLE rara	0	69	-31	0	67
SLE quasi permanente	0	16	-23	0	9

Figura 6-31: Sollecitazioni alla base del muro paraghiaia

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO LOTTO 9 VI04 – VIADOTTO DI VIA DEI CANIANA					
	RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A	COMMESSA NB1R	LOTTO 09	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO VI 04 04 001	REV. A

6.15.2 Muro frontale

Le sollecitazioni riportate nella seguente tabella sono state ottenute dal modello di calcolo descritto nei paragrafi precedenti.

Per la verifica del muro frontale, a quota spiccato, tali azioni possono essere considerate uniformemente distribuite in quanto l'altezza del muro frontale è tale che nell'ipotesi di ripartizione a 45°, tali scarichi si ripartiscono uniformemente alla base del muro

Ai carichi prima riportati, si aggiungono il peso proprio del muro frontale, del muro paraghiaia e la spinta del terreno e del sovraccarico sul rilevato a tergo.

Si ottengono quindi le seguenti sollecitazioni, con riferimento alle combinazioni maggiormente significative.

SOLLECITAZIONI SPICCATO MURO FRONTALE STRISCIA UNITARIA					
Combinazioni	Ty [kN]	Tx [kN]	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
1_A1+M1+R3	72	613	-822	-872	2566
2_A1+M1+R3	72	613	-822	-872	2566
1_A2+M2+R2	-	-	-	-	-
2_A2+M2+R2	-	-	-	-	-
sisma X + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma Z verso alto	185	553	-332	-1040	2086
sisma X + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma Z verso basso	185	553	-395	-1040	2070
sisma Y + 0.3 sisma X + 0.3 sisma Z verso alto	164	474	-339	-796	2094
sisma Y + 0.3 sisma X + 0.3 sisma Z verso basso	164	474	-402	-796	2077
sisma Z verso basso + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma X	85	306	-421	-437	1139
sisma Z verso alto + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma X	85	306	-377	-437	1140
1_SLE rara	50	434	-583	-600	1793
2_SLE rara	50	434	-583	-600	1793
SLE quasi permanente	6	223	-348	-33	568

Figura 6-32: Sollecitazioni alla base del muro frontale

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO LOTTO 9 VI04 – VIADOTTO DI VIA DEI CANIANA					
	RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A	COMMESSA NB1R	LOTTO 09	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO VI 04 04 001	REV. A

6.15.3 Plinto di fondazione

In questo paragrafo si riporta la determinazione delle sollecitazioni in quota testa pali che si ottengono sommando, alle azioni provenienti dall'impalcato, la risultante e il momento risultante dei pesi della struttura, del terreno interno alla spalla e delle spinte dovute al rilevato rispetto al baricentro del plinto. In condizioni sismiche si è tenuto conto dell'incremento di spinta delle inerzie.

Nella tabella che segue sono indicati la risultante e momento risultante rispetto al baricentro del plinto di fondazione.

Combinazioni	Ty [kN]	Tx [kN]	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
1_A1+M1+R3	1099	8447	-17842	-14397	34790
2_A1+M1+R3	1099	8447	-16954	-14397	35886
1_A2+M2+R2	944	7800	-14218	-12387	32041
2_A2+M2+R2	944	7800	-13452	-12387	32986
sisma X + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma Z verso alto	2889	8618	-8155	-19606	34573
sisma X + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma Z verso basso	2889	8618	-9260	-19606	34412
sisma Y + 0.3 sisma X + 0.3 sisma Z verso alto	2743	7706	-8266	-15653	36001
sisma Y + 0.3 sisma X + 0.3 sisma Z verso basso	2743	7706	-9371	-15653	35841
sisma Z verso basso + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma X	1366	5144	-10637	-8897	18705
sisma Z verso alto + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma X	1366	5144	-7764	-8897	19190
1_SLE rara	757	6065	-12751	-9913	24435
2_SLE rara	757	6065	-12138	-9913	25191
1_SLE frequente	595	5834	-12034	-7721	21835
2_SLE frequente	595	5834	-11421	-7721	22591
SLE quasi permanente	90	4098	-8554	-593	9083

Figura 6-33: Sollecitazioni ad intradosso del baricentro fondazione

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	60 di 111

6.15.4 Micropali di fondazione

Sforzi sui Pali di Fondazione per ciascuna combinazione di carico

Sforzo normale su singolo palo = $N_i = N/n^2 \text{pali} - M \text{ long} / \Sigma x^2 \cdot x_i - M \text{ trasv} / \Sigma y^2 \cdot y_i$
 Sforzo di Taglio orizzontale su singolo palo = $H_i = (V \text{ long}^2 + V \text{ trasv}^2)^{0.5} / n^2 \text{pali}$

Le sollecitazioni risultanti sono riportati nelle seguenti tabelle:

Combinazioni	N [kN]	Ml [kNm]	Mt [kNm]	Vl [kN]	Vt [kN]	n [-]	V [kN]
1_A1+M1+R3	17842	34790	-14397	8447	1099	128	67
2_A1+M1+R3	16954	35886	-14397	8447	1099	128	67
1_A2+M2+R2	14218	32041	-12387	7800	944	128	61
2_A2+M2+R2	13452	32986	-12387	7800	944	128	61
sisma X + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma Z verso alto	8155	34573	-19606	8618	2889	128	71
sisma X + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma Z verso basso	9260	34412	-19606	8618	2889	128	71
sisma Y + 0.3 sisma X + 0.3 sisma Z verso alto	8266	36001	-15653	7706	2743	128	64
sisma Y + 0.3 sisma X + 0.3 sisma Z verso basso	9371	35841	-15653	7706	2743	128	64
sisma Z verso basso + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma X	10637	18705	-8897	5144	1366	128	42
sisma Z verso alto + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma X	7764	19190	-8897	5144	1366	128	42
1_SLE rara	12751	24435	-9913	6065	757	128	48
2_SLE rara	12138	25191	-9913	6065	757	128	48
1_SLE frequente	12034	21835	-7721	5834	595	128	46
2_SLE frequente	11421	22591	-7721	5834	595	128	46
SLE quasi permanente	8554	9083	-593	4098	90	128	32

palo1	palo2	palo3	palo4	palo5	palo6	palo7	palo8	palo9	palo10	palo11	palo12	palo13	palo14	palo15	palo16	palo17	palo18	palo19	palo20	palo21	palo22	palo23	palo24	palo25
Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q
[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
-371	-237	-103	-366	31	-232	166	-97	-361	300	37	-226	434	171	-92	-355	569	305	42	-221	440	177	-87	-350	574
-393	-255	-116	-387	22	-249	161	-111	-382	299	28	-244	438	166	-105	-377	576	305	33	-238	443	172	-100	-371	582
-356	-233	-109	-352	14	-228	138	-105	-347	261	19	-224	385	142	-100	-342	508	266	24	-219	389	147	-95	-338	513
-375	-248	-121	-370	6	-243	133	-116	-366	261	11	-238	388	138	-111	-361	515	265	16	-234	392	143	-107	-356	519
-463	-328	-194	-455	-59	-321	75	-186	-448	210	-52	-313	344	83	-179	-440	479	217	-44	-306	352	90	-171	-433	486
-452	-318	-184	-444	-50	-311	84	-177	-437	217	-43	-303	351	91	-169	-429	485	225	-35	-296	359	98	-162	-422	493
-467	-328	-189	-461	-49	-322	90	-183	-455	229	-44	-316	368	96	-177	-449	507	235	-38	-310	374	102	-171	-443	513
-456	-317	-179	-450	-40	-312	98	-173	-444	237	-35	-306	375	104	-167	-438	513	242	-29	-300	381	110	-161	-432	519
-196	-123	-51	-192	22	-120	94	-47	-189	166	25	-116	239	97	-44	-186	311	170	28	-113	242	101	-41	-182	315
-224	-150	-76	-221	-2	-147	72	-73	-218	147	2	-144	221	76	-69	-214	295	150	5	-140	224	79	-66	-211	299
-259	-164	-70	-255	24	-160	119	-66	-251	213	28	-157	307	122	-62	-247	401	217	32	-153	311	126	-59	-243	405
-273	-176	-79	-270	18	-172	115	-75	-266	212	22	-169	310	119	-72	-262	407	216	26	-165	313	123	-68	-258	410
-222	-138	-54	-219	30	-135	114	-51	-216	198	33	-132	282	117	-48	-213	366	201	36	-129	285	120	-45	-210	369
-237	-150	-63	-234	24	-147	111	-60	-231	198	27	-144	285	114	-57	-228	371	201	30	-141	287	117	-54	-225	374
-55	-21	13	-55	48	-21	82	14	-55	117	48	-21	151	83	14	-55	186	117	48	-20	152	83	14	-55	186

palo26	palo27	palo28	palo29	palo30	palo31	palo32	palo33	palo34	palo35	palo36	palo37	palo38	palo39	palo40	palo41	palo42	palo43	palo44	palo45	palo46	palo47	palo48	palo49	palo50
Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q
[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
311	48	-215	445	182	-81	-344	579	316	53	-210	451	187	-76	-339	585	322	59	-205	456	193	-70	-333	590	327
310	39	-233	449	177	-94	-366	587	316	44	-227	454	183	-89	-360	592	321	50	-222	459	188	-83	-355	598	326
271	28	-214	394	152	-91	-333	518	275	33	-209	399	156	-86	-328	522	280	38	-205	403	161	-81	-324	527	285
270	20	-229	397	148	-102	-351	524	275	25	-224	402	152	-97	-347	529	279	30	-220	406	157	-93	-342	533	284
225	-37	-298	359	98	-164	-425	493	232	-29	-291	366	105	-156	-418	501	239	-22	-284	374	112	-149	-411	508	247
232	-28	-288	366	106	-154	-415	500	240	-21	-281	374	113	-147	-407	507	247	-13	-273	381	121	-140	-400	515	255
241	-32	-304	380	107	-165	-437	519	247	-26	-298	386	113	-159	-431	525	252	-20	-292	392	119	-153	-425	531	258
148	-23	-294	387	116	-155	-426	525	254	-17	-288	393	122	-149	-420	531	260	-11	-282	399	128	-143	-414	537	266
273	32	-110	246	104	-37	-179	318	177	35	-106	249	108	-34	-175	321	180	38	-103	252	111	-31	-172	325	183
154	8	-137	228	83	-63	-208	302	157	12	-133	231	86	-59	-204	305	160	15	-130	234	89	-56	-201	309	164
220	36	-149	315	130	-55	-240	409	224	39	-145	318	134	-51	-236	413	228	43	-142	322	137	-47	-232	416	232
220	29	-161	317	126	-64	-255	414	224	33	-157	321	130	-60	-251	418	227	37	-154	325	134	-56	-247	422	231
204	39	-126	288	123	-42	-207	372	207	42	-123	291	126	-39	-204	375	210	45	-120	294	129	-36	-202	378	213
203	33	-138	290	120	-51	-222	377	206	36	-135	293	122	-48	-219	380	209	38	-132	296	125	-45	-216	383	212
117	49	-20	152	83	14	-54	186	118	49	-20	152	83	15	-54	186	118	49	-20	152	83	15	-54	187	118

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO LOTTO 9 VI04 – VIADOTTO DI VIA DEI CANIANA					
RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A	COMMESSA NB1R	LOTTO 09	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO VI 04 04 001	REV. A	FOGLIO 62 di 111

6.16 Verifiche degli elementi strutturali

Per gli elementi strutturali della spalla quali, muro frontale, muro paraghiaia, plinto di fondazione e pali di fondazione, vengono svolte le seguenti verifiche:

- verifiche a rottura (pressoflessione e taglio) per le combinazioni allo stato limite ultimo (SLU);
- verifiche tensionali per le combinazioni rare e quasi permanenti (SLE);
- verifiche a fessurazione per le combinazioni rara (SLE).

6.16.1 Paraghiaia

Viene verificata la sezione di incastro con lo spiccato del muro frontale. Nella determinazione dei momenti flettenti di verifica il muro paraghiaia viene considerato come una mensola incastrata allo spiccato del muro frontale, trascurando a favore di sicurezza gli effetti dovuti alla eventuale presenza dei muri di risvolto.

Caratteristiche della sezione:

Sezione rettangolare 0.66 x 15.25 m

Armatura verticale

As = Ø 16/10 (lato controterra)

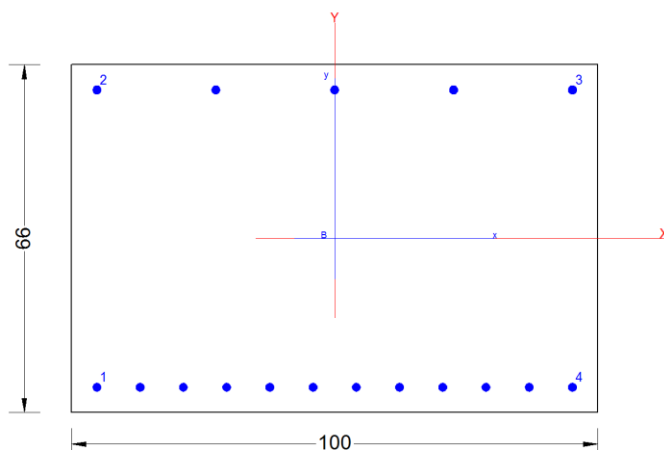
A's = Ø 16/20 (lato esterno)

Armatura orizzontale

As = Ø 14/20

A's = Ø 14/20

6.16.1.1 Verifica a pressoflessione del muro paraghiaia



DATI GENERALI SEZIONE GENERICA NON DISSIPATIVA IN C.A.
NOME FILE SEZIONE: MPG_0.66m_VI04_SPA

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Tipologia sezione:	Sezione generica di Pilastro
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	64 di 111

Condizioni Ambientali: Molto aggressive
 Tipo di sollecitazione: Retta (asse neutro sempre parallelo all'asse X)
 Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.810	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.120	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	192.00	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
 Classe Conglomerato: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	-33.0
2	-50.0	33.0
3	50.0	33.0
4	50.0	-33.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-45.2	-28.2	16
2	-45.2	28.2	16
3	45.2	28.2	16
4	45.2	-28.2	16

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	65 di 111

N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	3	2	3	16
2	1	4	10	16

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	42.00	96.00	0.00
2	42.00	96.00	0.00
3	32.00	91.00	0.00
4	32.00	91.00	0.00
5	21.00	32.00	0.00
6	26.00	27.00	0.00
7	21.00	19.00	0.00
8	26.00	14.00	0.00
9	31.00	8.00	0.00
10	16.00	25.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	31.00	67.00	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	31.00	67.00 (194.73)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	66 di 111

N°Comb.	N	Mx	My
1	23.00	9.00 (260.26)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO
Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	4.0 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	6.6 cm

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

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

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	42.00	96.00	42.09	538.83	5.59	34.2(19.8)
2	S	42.00	96.00	42.09	538.83	5.59	34.2(19.8)
3	S	32.00	91.00	32.18	536.32	5.87	34.2(19.8)
4	S	32.00	91.00	32.18	536.32	5.87	34.2(19.8)
5	S	21.00	32.00	21.17	533.52	16.56	34.2(19.8)
6	S	26.00	27.00	26.13	534.78	19.60	34.2(19.8)
7	S	21.00	19.00	21.17	533.52	27.75	34.2(19.8)
8	S	26.00	14.00	26.13	534.78	37.43	34.2(19.8)
9	S	31.00	8.00	31.08	536.04	64.24	34.2(19.8)
10	S	16.00	25.00	16.21	532.27	21.15	34.2(19.8)

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

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

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00068	-50.0	33.0	0.00047	-45.2	28.2	-0.00196	-45.2	-28.2
2	0.00068	-50.0	33.0	0.00047	-45.2	28.2	-0.00196	-45.2	-28.2
3	0.00067	-50.0	33.0	0.00047	-45.2	28.2	-0.00196	-45.2	-28.2
4	0.00067	-50.0	33.0	0.00047	-45.2	28.2	-0.00196	-45.2	-28.2
5	0.00067	-50.0	33.0	0.00046	-45.2	28.2	-0.00196	-45.2	-28.2
6	0.00067	-50.0	33.0	0.00047	-45.2	28.2	-0.00196	-45.2	-28.2
7	0.00067	-50.0	33.0	0.00046	-45.2	28.2	-0.00196	-45.2	-28.2
8	0.00067	-50.0	33.0	0.00047	-45.2	28.2	-0.00196	-45.2	-28.2
9	0.00067	-50.0	33.0	0.00047	-45.2	28.2	-0.00196	-45.2	-28.2

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	67 di 111

10	0.00067	-50.0	33.0	0.00046	-45.2	28.2	-0.00196	-45.2	-28.2
----	---------	-------	------	---------	-------	------	----------	-------	-------

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000043053	-0.000742403	----	----
2	0.000000000	0.000043053	-0.000742403	----	----
3	0.000000000	0.000042982	-0.000744406	----	----
4	0.000000000	0.000042982	-0.000744406	----	----
5	0.000000000	0.000042903	-0.000746631	----	----
6	0.000000000	0.000042939	-0.000745630	----	----
7	0.000000000	0.000042903	-0.000746631	----	----
8	0.000000000	0.000042939	-0.000745630	----	----
9	0.000000000	0.000042974	-0.000744628	----	----
10	0.000000000	0.000042868	-0.000747633	----	----

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

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.31	-50.0	33.0	-44.1	37.0	-28.2	1200	24.1

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.31	-50.0	33.0	-44.1	37.0	-28.2	1200	24.1

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

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

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	68 di 111

My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00025	0	0.500	16.0	40	0.00013 (0.00013)	271	0.036 (0.20)	194.73	0.00

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.18	-50.0	33.0	-2.9	37.0	-28.2	1200	24.1

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00002	0	0.500	16.0	40	0.00001 (0.00001)	271	0.002 (0.20)	260.26	0.00

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	69 di 111

6.16.1.2 Verifica a taglio del muro paraghiaia

La verifica a taglio è soddisfatta come elemento non armato a taglio.

Si prevede comunque un minimo di armatura a taglio costituita da spilli $9\varnothing 10/m^2$.

Caratteristiche materiali

Cls R_{ck}	<input type="text" value="40"/>	
Cls	<input type="text" value="Fessurato (v=0)"/>	condizioni calcestruzzo
Acciaio 1	<input type="text" value="B450"/>	acciaio barre longitudinali
Acciaio 2	<input type="text" value="B450"/>	acciaio armature trasversali
γ_c	<input type="text" value="1.5"/>	coefficiente parziale relativo al calcestruzzo
γ_s	<input type="text" value="1.15"/>	coefficiente parziale relativo all'acciaio

Geometrie sezione

b_w	<input type="text" value="1000"/>	mm	larghezza dell'anima anima resistente (larghezza minima d'anima)
d	<input type="text" value="612"/>	mm	altezza utile della sezione
A_c	<input type="text" value="612000"/>	mm ²	area della sezione di calcestruzzo

Caratteristiche armature

n_{bl}	<input type="text" value="10"/>		numero di barre longitudinali
\varnothing_{bl}	<input type="text" value="16"/>	mm	di diametro delle barre longitudinali
n_{bw}	<input type="text" value="4.00"/>		numero di bracci delle staffe
\varnothing_{st}	<input type="text" value="10"/>	mm	di diametro delle staffe
s_{st}	<input type="text" value="200"/>	mm	passo delle staffe
α	<input type="text" value="90"/>	°	inclinazione delle staffe ($\alpha=90^\circ$ per staffe ortogonali all'asse)

Caratteristiche sollecitazioni

N_{Ed}	<input type="text" value="0"/>	KN	sforzo normale di calcolo (+ per compressione)
V_{Ed}	<input type="text" value="100"/>	KN	taglio di calcolo
N_{Rd}	11513.8	KN	sforzo normale di compressione massimo

Dati traliccio resistente

θ	<input type="text" value="45"/>	°	inclinazione delle bielle di calcestruzzo rispetto all'asse
$ctg\theta$	1.00		(il valore deve essere compreso fra 1.0 e 2.5)

Lo sforzo normale agente è "significativo" (vedi par. 4.1.2.1.3.2 NTC)

- SI
 No

τ		N/mm ²	tensione tangenziale corda baricentrica
σ_1		N/mm ²	tensione principale di trazione sulla corda baricentrica
$ctg\theta$			valore limite dell'inclinazione delle bielle

Valore di verifica del taglio resistente

V_{Rd}	<input type="text" value="256.0"/>	KN	taglio resistente per elemento privo di armatura trasversale
V_{Rd}	<input type="text" value="338.6"/>	KN	taglio resistente per elemento con armatura trasversale

V_{Rd} KN > V_{Ed} KN

LA VERIFICA E' SODDISFATTA. NON E' NECESSARIA ARMATURA SPECIFICA A TAGLIO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	70 di 111

6.16.2 Muro frontale

Viene verificata la sezione di incastro con la platea di fondazione. Nella determinazione dei momenti flettenti di verifica il muro frontale viene considerato come una mensola incastrata nella platea di fondazione, trascurando a favore di sicurezza gli effetti dovuti alla eventuale presenza dei muri di risvolto.

Caratteristiche della sezione:

Sezione rettangolare 1.60 x 15.25 m

Armatura verticale

$A_s = \varnothing 26/10 + \varnothing 26/10 + \varnothing 26/20$ (lato controterra)

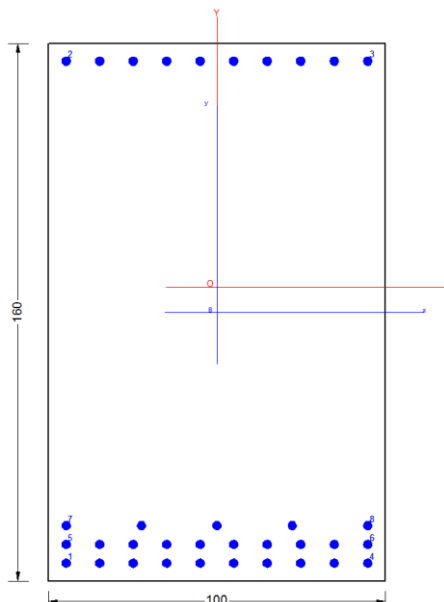
$A's = \varnothing 26/10$ (lato esterno)

Armatura orizzontale

$A_s = \varnothing 18/20 + \varnothing 16/20$ (lato controterra)

$A's = \varnothing 18/20$ (lato esterno)

6.16.2.1 Verifica a pressoflessione del muro frontale



DATI GENERALI SEZIONE GENERICA NON DISSIPATIVA IN C.A. **NOME FILE SEZIONE: MF_1.60m_VI04_SPA**

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Tipologia sezione:	Sezione generica di Pilastro
Normativa di riferimento:	N.T.C.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	71 di 111

Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante
 Condizioni Ambientali: Molto aggressive
 Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.810	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.120	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	192.00	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1*\beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
 Classe Conglomerato: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	-87.5
2	-50.0	72.5
3	50.0	72.5
4	50.0	-87.5

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-44.7	-82.2	26
2	-44.7	67.2	26
3	44.7	67.2	26
4	44.7	-82.2	26
5	-44.7	-76.6	26
6	44.7	-76.6	26
7	-44.7	-71.0	26
8	44.7	-71.0	26

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

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

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	72 di 111

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	2	3	8	26
2	1	4	8	26
3	5	6	8	26
4	7	8	3	26

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	822.00	2566.00	-872.00	0.00	0.00
2	822.00	2566.00	-872.00	0.00	0.00
3	665.00	2395.00	-750.00	0.00	0.00
4	665.00	2395.00	-750.00	0.00	0.00
5	332.00	2086.00	-1040.00	0.00	0.00
6	395.00	2070.00	-1040.00	0.00	0.00
7	339.00	2094.00	-796.00	0.00	0.00
8	402.00	2077.00	-796.00	0.00	0.00
9	421.00	1139.00	-437.00	0.00	0.00
10	377.00	1140.00	-437.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	583.00	1793.00	-600.00
2	583.00	1793.00	-600.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	583.00	1793.00 (851.08)	-600.00 (-284.80)
2	583.00	1793.00 (851.08)	-600.00 (-284.80)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	73 di 111

My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	348.00	568.00 (1437.07)	-33.00 (-83.49)

RISULTATI DEL CALCOLO
Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.0 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 3.0 cm

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

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

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	822.00	2566.00	-872.00	822.06	4377.30	-1454.71	1.69	185.8(48.0)
2	S	822.00	2566.00	-872.00	822.06	4377.30	-1454.71	1.69	185.8(48.0)
3	S	665.00	2395.00	-750.00	664.74	4470.37	-1376.11	1.85	185.8(48.0)
4	S	665.00	2395.00	-750.00	664.74	4470.37	-1376.11	1.85	185.8(48.0)
5	S	332.00	2086.00	-1040.00	331.71	3229.55	-1616.64	1.55	185.8(48.0)
6	S	395.00	2070.00	-1040.00	394.72	3232.56	-1635.22	1.56	185.8(48.0)
7	S	339.00	2094.00	-796.00	338.85	3869.76	-1462.33	1.84	185.8(48.0)
8	S	402.00	2077.00	-796.00	401.99	3881.49	-1478.16	1.86	185.8(48.0)
9	S	421.00	1139.00	-437.00	421.29	3897.96	-1479.46	3.37	185.8(48.0)
10	S	377.00	1140.00	-437.00	376.91	3882.72	-1470.29	3.36	185.8(48.0)

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

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

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00135	-50.0	72.5	0.00121	-44.7	67.2	-0.00196	44.7	-82.2
2	0.00135	-50.0	72.5	0.00121	-44.7	67.2	-0.00196	44.7	-82.2
3	0.00133	-50.0	72.5	0.00119	-44.7	67.2	-0.00196	44.7	-82.2
4	0.00133	-50.0	72.5	0.00119	-44.7	67.2	-0.00196	44.7	-82.2
5	0.00121	-50.0	72.5	0.00106	-44.7	67.2	-0.00196	44.7	-82.2
6	0.00122	-50.0	72.5	0.00107	-44.7	67.2	-0.00196	44.7	-82.2
7	0.00126	-50.0	72.5	0.00112	-44.7	67.2	-0.00196	44.7	-82.2
8	0.00127	-50.0	72.5	0.00113	-44.7	67.2	-0.00196	44.7	-82.2
9	0.00128	-50.0	72.5	0.00113	-44.7	67.2	-0.00196	44.7	-82.2
10	0.00127	-50.0	72.5	0.00112	-44.7	67.2	-0.00196	44.7	-82.2

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	74 di 111

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	-0.000015760	0.000011732	-0.000287641	----	----
2	-0.000015760	0.000011732	-0.000287641	----	----
3	-0.000014899	0.000012113	-0.000294828	----	----
4	-0.000014899	0.000012113	-0.000294828	----	----
5	-0.000020109	0.000008157	-0.000387170	----	----
6	-0.000020219	0.000008146	-0.000383168	----	----
7	-0.000017118	0.000010329	-0.000342263	----	----
8	-0.000017210	0.000010335	-0.000337649	----	----
9	-0.000017174	0.000010381	-0.000335524	----	----
10	-0.000017144	0.000010353	-0.000339141	----	----

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

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	7.92	-50.0	72.5	-151.3	44.7	-82.2	1010	47.8
2	S	7.92	-50.0	72.5	-151.3	44.7	-82.2	1010	47.8

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	7.92	-50.0	72.5	-151.3	44.7	-82.2	1010	47.8
2	S	7.92	-50.0	72.5	-151.3	44.7	-82.2	1010	47.8

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

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00082	0	0.500	26.0	40	0.00058 (0.00045)	229	0.134 (0.20)	851.08	-284.80
2	S	-0.00082	0	0.500	26.0	40	0.00058 (0.00045)	229	0.134 (0.20)	851.08	-284.80

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

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	75 di 111

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.60	-50.0	72.5	-25.3	44.7	-82.2	2167	127.4

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00014	0	0.500	26.0	40	0.00008 (0.00008)	211	0.016 (0.20)	1437.07	-83.49

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	76 di 111

 6.16.2.2 Verifica a taglio del muro frontale

La verifica a taglio è soddisfatta come elemento non armato a taglio.

Si prevede comunque armatura a taglio costituita da staffe 9 Ø10/m²

Caratteristiche materiali

Cls R _{ck}	<input type="text" value="40"/>	
Cls	<input type="text" value="Fessurato (v=0)"/>	condizioni calcestruzzo
Acciaio 1	<input type="text" value="B450"/>	acciaio barre longitudinali
Acciaio 2	<input type="text" value="B450"/>	acciaio armature trasversali
v _c	<input type="text" value="1.5"/>	coefficiente parziale relativo al calcestruzzo
v _s	<input type="text" value="1.15"/>	coefficiente parziale relativo all'acciaio

Geometrie sezione

b _w	<input type="text" value="1000"/>	mm	larghezza dell'anima anima resistente (larghezza minima d'anima)
d	<input type="text" value="1547"/>	mm	altezza utile della sezione
A _c	<input type="text" value="1547000"/>	mm ²	area della sezione di calcestruzzo

Caratteristiche armature

n _{bl}	<input type="text" value="25"/>		numero di barre longitudinali
Ø _{bl}	<input type="text" value="26"/>	mm	diametro delle barre longitudinali
n _{bw}	<input type="text" value="4.00"/>		numero di bracci delle staffe
Ø _{st}	<input type="text" value="10"/>	mm	diametro delle staffe
s _{st}	<input type="text" value="200"/>	mm	passo delle staffe
α	<input type="text" value="90"/>	°	inclinazione delle staffe (α=90° per staffe ortogonali all'asse)

Caratteristiche sollecitazioni

N _{Ed}	<input type="text" value="0"/>	KN	sforzo normale di calcolo (+ per compressione)
V _{Ed}	<input type="text" value="613"/>	KN	taglio di calcolo
N _{Rd}	29104.2	KN	sforzo normale di compressione massimo

Dati traliccio resistente

θ	<input type="text" value="45"/>	°	inclinazione delle bielle di calcestruzzo rispetto all'asse
ctgθ	1.00		(il valore deve essere compreso fra 1.0 e 2.5)

Lo sforzo normale agente è "significativo" (vedi par. 4.1.2.1.3.2 NTC)

Sì
 No

τ		N/mm ²	tensione tangenziale corda baricentrica
σ		N/mm ²	tensione principale di trazione sulla corda baricentrica
ctgθ _l			valore limite dell'inclinazione delle bielle

Valore di verifica del taglio resistente

V _{Rd}	<input type="text" value="770.8"/>	KN	taglio resistente per elemento privo di armatura trasversale
V _{Rd}	<input type="text" value="855.8"/>	KN	taglio resistente per elemento con armatura trasversale
V _{Rd}	<input type="text" value="770.8"/>	KN	> V _{Ed} <input type="text" value="613"/> KN

LA VERIFICA È SODDISFATTA. NON È NECESSARIA ARMATURA SPECIFICA A TAGLIO

6.16.3 Plinto di fondazione

La verifica strutturale del plinto viene di seguito condotta mediante l'ausilio di un modello tirante-puntone.

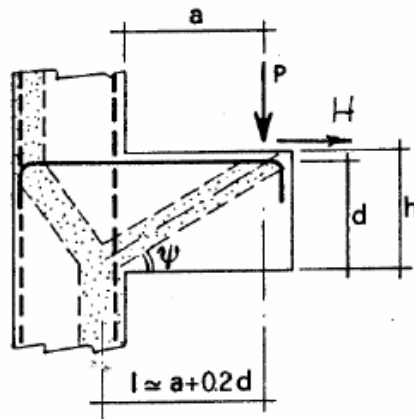


Figure 6-1 - Meccanismo tirante puntone della mensola tozza

Dati i bassi valori di sollecitazione, rispetto alla cautelatività dell'approccio adottato ed ai meccanismi resistenti ipotizzati, per l'elemento in oggetto in questa fase progettuale si omettono le verifiche SLE tensionali e a fessurazione.

I massimi valori delle sollecitazioni ripartite in corrispondenza dei micropali vengono riportati di seguito:

Micropalo più sollecitato		
Comb	N [kN]	Vy [kN]
SLU	658	67
SLU	-393	67
SISMICA	602	64
SISMICA	-467	64
SLE_RARA	463	-
SLE_RARA	-273	-
SLE_FREQ	415	-
SLE_FREQ	-237	-
SLE_QP	189	-
SLE_QP	-55	-

Per la verifica si considera cautelativamente la mensola tozza con profondità minore, sulla quale si è considerato agente un carico puntale pari alla risultante di 2 micropali applicata in corrispondenza del micropalo più lontano in modo da avere gli effetti peggiori.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	78 di 111

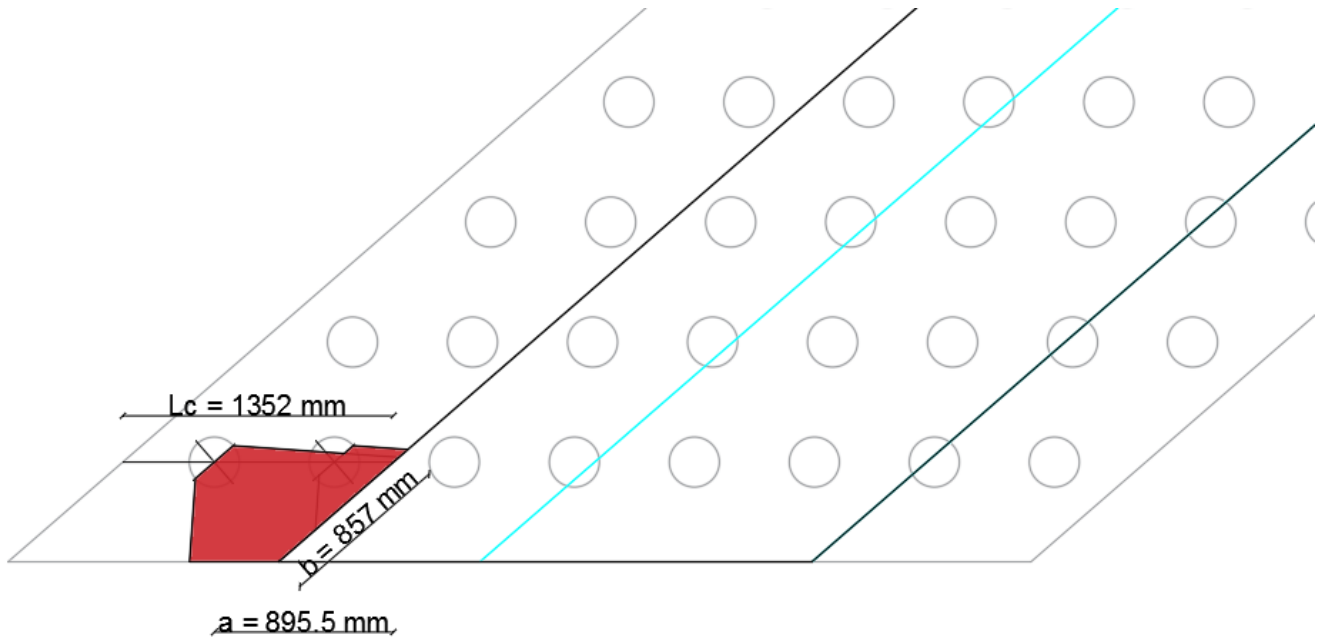


Figure 6-2 – Valutazione mensola di riferimento

La verifica viene dunque condotta per le seguenti forze risultanti:

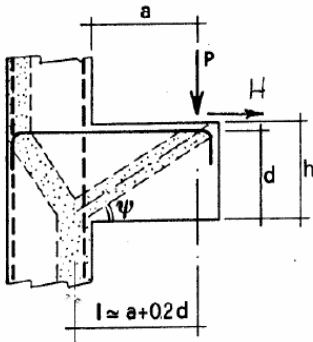
$$\begin{aligned} \text{Ped} &= & 1316 \text{ kN} \\ \text{Hed} &= & 134 \text{ kN} \end{aligned}$$

La larghezza collaborante è stata valutata tramite una diffusione a 45° a partire dai micropali.

Si dispongono, come di seguito specificato, armature $\varnothing 30/10$ in direzione longitudinale e armature $\varnothing 30/20$ in direzione trasversale.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	79 di 111

VERIFICA - MECCANISMO TIRANTE PUNTONE.

P,H : Carichi Esterni di Progetto (P_{ED}, H_{ED})
 P_r : Portanza mensola in termini di resistenza dell'armatura metallica

$$P_R = P_{Rs} = \left(A_s f_{yd} - H_{Ed} \right) \frac{1}{\lambda} \quad \lambda = \text{ctg} \psi \approx 1 / (0,9d).$$

 P_r : Portanza mensola in termini di resistenza della Biella compressa

$$P_{Rc} = 0,4 b d f_{cd} \frac{c}{1 + \lambda^2} \geq P_{Rs}$$

CONDIZIONI DI VERIFICA

- 1 $P_R \geq P_{Ed}$
- 2 $P_{Rc} \geq P_{Rs}$

Armatura di estradosso
1° strato di armatura

ϕ long	30	[mm]	diametro barre longitudinali
ϕ trasv	30	[mm]	diametro barre trasversali
ib	100	[mm]	interasse barre longitudinali
c'	80	[mm]	copriferro baricentrico armature longitudinali

2° strato di armatura

ϕ long	-	[mm]	diametro barre longitudinali
ϕ trasv	-	[mm]	diametro barre trasversali
ib	200	[mm]	interasse barre longitudinali
c'	140	[mm]	copriferro baricentrico armature longitudinali

Armatura di intradosso
1° strato di armatura

ϕ long	30	[mm]	diametro barre longitudinali
ϕ trasv	30	[mm]	diametro barre trasversali
ib	100	[mm]	interasse barre longitudinali
c'	80	[mm]	copriferro baricentrico armature longitudinali

2° strato di armatura

ϕ long	-	[mm]	diametro barre longitudinali
ϕ trasv	-	[mm]	diametro barre trasversali
ib	200	[mm]	interasse barre longitudinali
c'	140	[mm]	copriferro baricentrico armature longitudinali

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	80 di 111

MENSOLE TOZZE (NTC 2018 - CIRCOLARE C.S.LL.PP.)
DATI DI INPUT

Riferimento normativo:	4.1.2.1.5 NTC18 + Circolare	
Tipo Acciaio	B450C	$f_{yk} = 450$ Mpa
Classe Calcestruzzo	30/37	$R_{ck} = 37$ Mpa

1) Resistenze materiali

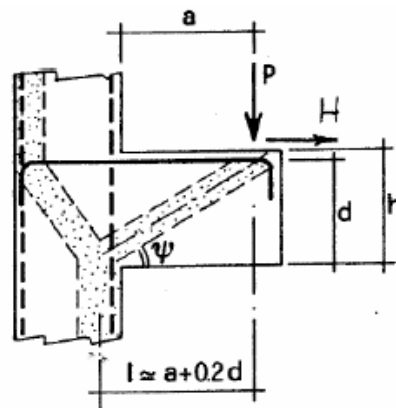
Resistenza compressione cilindrica	f_{ck}	30.0	Mpa
Resistenza di calcolo cls	f_{cd}	17.0	Mpa
Resistenza di calcolo acciaio	f_{yd}	391.3	Mpa

2) Carichi agenti

Carico verticale	P_{Ed}	1316	KN
Carico orizzontale	H_{Ed}	134	KN

3) Geometria della mensola

Altezza mensola	h_c	1000	mm
Lunghezza della mensola	l_c	1353	mm
Distanza di applicazione carico	a	895.47	mm
Profondità mensola	b	833.2	mm
Ricoprimento cls tirante superiore	c_{op}	40	mm
Altezza utile tirante superiore	d	915	mm
Braccio delle forze interne ($= 0.9 \cdot d$)	z	824	mm
Proiezione orizzontale del puntone	l	1078	mm
Inclinazione puntone	ψ	0.652	rad
$ctg \psi$	λ	1.310	
		37.365	


RESISTENZE E VERIFICHE
1) Tirante

Sforzo di trazione nel tirante	F_t	1857	KN
Armatura necessaria	$A_{s,nec}$	4747	mm ²
Forza verticale agente	V_{Ed}	1316	KN

Diametro dell'armatura principale	ϕ	30	
Numero di barre	n°	8	
	A_s	5655	mm ²

Resistenza tirante	P_{Rs}	1690	KN
Coefficiente di sicurezza	F_s	1.28	OK

2) Puntone e G.d.R.

In presenza di Staffe $c=1.5$, altrimenti $c=1$	c	1.5	
Resistenza puntone	P_{Rc}	2864	KN
Gerarchia delle resistenze	$P_{Rc} > P_{Rs} ?$		SI

Si prescrive inoltre l'adozione di un'armatura a taglio secondo quanto previsto dal §J.3 dell'UNI-EN 1992-1-1. Il caso in esame ricade nel caso b) indicato nella figura sottostante. Risulta

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NB1R

09

D 26 CL

VI 04 04 001

A

81 di 111

quindi un quantitativo minimo di staffe verticali chiuse pari a $A_{s,t} = 2125.29 \text{ mm}^2$. Si prescrive quindi di disporre staffe $\Phi 10$ a 4 bracci passo 20 cm sul plinto considerato.

Dettagli costruttivi per mensola

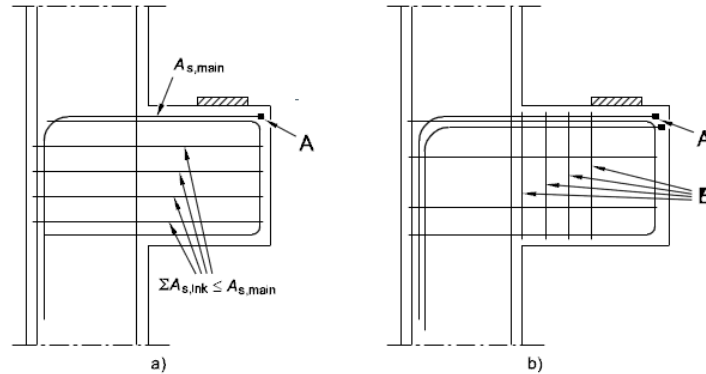
Legenda

A Dispositivi di ancoraggio o cappi

B Staffe

a) Armatura per $a_c \leq 0,5 h_c$

b) Armatura per $a_c > 0,5 h_c$



$$A_{s,ink} \geq k_1 A_{s,main}$$

Se $a_c < 0,5 h_c$, si raccomanda di disporre staffe chiuse orizzontali o inclinate $A_{s,ink} \geq k_1 A_{s,main}$ in aggiunta alle armature di trazione principali [vedere figura J.6 (a)].

Nota: Il valore di k_1 da adottare in uno Stato può essere reperito nell'appendice nazionale. Il valore raccomandato è 0,25.

Se $a_c > 0,5 h_c$ e $F_{Ed} > V_{Rd,ct}$ (vedere punto 6.2.2), si raccomanda di disporre staffe chiuse verticali $A_{s,ink} \geq k_2 F_{Ed}/f_{yd}$ in aggiunta alle armature di trazione principali [vedere figura J.6 (b)].

Nota: Il valore di k_2 da adottare in uno Stato può essere reperito nell'appendice nazionale. Il valore raccomandato è 0,5.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO LOTTO 9 VI04 – VIADOTTO DI VIA DEI CANIANA					
	RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A	COMMESSA NB1R	LOTTO 09	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO VI 04 04 001	REV. A

6.17 Verifiche Strutturali e Geotecniche dei micropali di fondazione

6.17.1 METODOLOGIE DI CALCOLO CAPACITA' PORTANTE DEI PALI

6.17.1.1 Analisi agli stati limite

Le verifiche di capacità portante dei pali vengono svolte secondo la metodologia degli stati limite ultimi, in accordo alla normativa vigente NTC2018. La verifica della capacità portante dei pali è soddisfatta se:

$$F_{cd} < R_{cd}$$

essendo

$$R_{cd} = R_k / \gamma_R$$

dove:

F_{cd} = carico assiale di compressione di progetto;

R_{cd} = capacità portante di progetto nei confronti dei carichi assiali;

R_k = valore caratteristico della capacità portante limite del palo.

In particolare le verifiche di capacità portante dei pali agli stati limite ultimi (SLU) vengono condotte secondo l'Approccio 2 con la combinazione (A1+M1+R3) tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali delle tabelle di normativa 6.2.I, 6.2.II e 6.4.VI.

La resistenza di progetto a compressione $R_{c,d}$ è calcolata applicando al valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ i coefficienti parziali γ_R riportati in tabella seguente (tabella di normativa 6.4.II), relativi alla condizione di pali trivellati.

Il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ a compressione del palo (o a trazione R_{tk}) è ottenuto applicando i fattori di correlazione ξ_3 e ξ_4 (vedasi tabella seguente) alle resistenze di calcolo $R_{c,cal}$ (o $R_{t,cal}$); tali fattori di correlazione sono funzione del numero di verticali d'indagine rappresentative (tabella di normativa 6.4.IV).

Per ogni opera verrà assunto un coefficiente ξ_3 in funzione delle verticali di indagine eseguite, sufficientemente rappresentative per la caratterizzazione geotecnica, secondo quanto indicato da normativa.

In condizioni sismiche le verifiche di capacità portante dei pali agli stati limite ultimi vanno condotte con riferimento allo stesso approccio utilizzato per le condizioni statiche (A1+M1+R3), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nella successiva tabella e ponendo i coefficienti parziali sulle azioni tutti pari all'unità.

Tabella 1 Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	83 di 111

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

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

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

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

Tabella 2 Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali d'indagine

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 il calcolo delle portanza è stato utilizzato un valore ξ_3 pari a 1.70.

Si verificherà inoltre che la risposta del palo in esercizio sia di tipo “elastico”, verificando un adeguato coefficiente di sicurezza sulla portata ultima per attrito laterale:

- $N_{max,SLE} < Q_{II} / 1.25$ la massima sollecitazione assiale allo SLE RARA dovrà essere inferiore alla portata laterale limite del palo (Q_{II} , riportata nelle seguenti tabelle) con un fattore di sicurezza di 1.25.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	84 di 111

6.17.1.2 Metodologia di calcolo capacità portante ai carichi verticali

La portata di progetto di un palo trivellato (eseguito con completa asportazione del terreno) “Qd” può essere espressa dalla seguente relazione:

$$Q_d = Q_{ll} / F_{SL} + Q_{bl} / F_{SB} - W'p$$

dove:

Q_{ll} = portata laterale limite,

Q_{bl} = portata di base limite,

$W'p$ = peso efficace del palo (al netto del peso del terreno asportato: peso calcestruzzo-peso terreno),

F_{SL} = fattore di sicurezza per la portata laterale a compressione ($=\xi_3 \cdot \gamma_s$).

F_{SB} = fattore di sicurezza per la portata di base ($=\xi_3 \cdot \gamma_b$).

Portanza laterale

La portata laterale limite viene valutata con la seguente relazione:

$$Q_{ll} = \pi \cdot D \cdot \sum_i (\tau_i \cdot h_i)$$

dove:

D = diametro palo,

τ_i = tensione di adesione laterale limite nello strato i-esimo,

h_i = altezza dello strato i-esimo.

Depositi incoerenti

Per i depositi incoerenti, la tensione tangenziale ultima lungo il fusto del palo, in accordo ad esempio a Burland [1973], Reese & O'Neill [1988], Chen & Kulhawy [1994], O'Neill & Hassan [1994], può essere valutata con riferimento alla seguente espressione:

$$\tau_i = \beta \cdot \sigma'v \leq \tau_{l,max}$$

dove:

$\sigma'v$ = tensione verticale efficace litostatica,

$\tau_{l,max}$ = valore massimo dell'adesione laterale limite palo-terreno (pari a 150 kPa per terreni incoerenti).

β = coefficiente empirico $\beta = k \cdot \tan \phi$, essendo

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	85 di 111

k = coefficiente di pressione laterale = 0.7 a compressione e 0.5 a trazione;

ϕ = angolo di resistenza al taglio.

Depositi coesivi

Per i terreni coesivi superficiali (alluvionali) la tensione tangenziale è stata valutata con la seguente espressione:

$$\tau_i = \alpha \cdot c_u \leq \tau_{i,max}$$

dove:

c_u = resistenza al taglio in condizioni non drenate

α = parametro empirico assunto come da Indicazione AGI:

$$\alpha = 0.90 \quad \text{per } c_u \leq 25 \text{ kPa};$$

$$\alpha = 0.80 \quad \text{per } 25 \leq c_u \leq 50 \text{ kPa};$$

$$\alpha = 0.60 \quad \text{per } 50 \leq c_u \leq 75 \text{ kPa};$$

$$\alpha = 0.40 \quad \text{per } c_u \geq 75 \text{ kPa}.$$

$\tau_{i,max}$ = valore massimo dell'adesione laterale limite palo-terreno (pari a 100 kPa per terreni coesivi alluvionali).

Inoltre, per i terreni coesivi alluvionali è stata anche eseguita una verifica in tensioni efficaci; in particolare si è controllato che:

$$\tau_i > 0.23 \cdot \sigma'v$$

$$\tau_i < 0.25 \cdot \sigma'v$$

Per i depositi coesivi del substrato la tensione tangenziale può essere valutata con la correlazione di Burland (1993):

$$\tau_i = \beta \cdot \sigma'v \leq \tau_{i,max}$$

dove

$$\beta = 0.1 + 0.4 \cdot c_u / \sigma'v \quad (\text{con } \beta > 0.23, \text{ AGI dicembre 1984}).$$

c_u = resistenza al taglio in condizioni non drenate;

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	86 di 111

$\sigma'v$ = tensioni verticali efficaci;

$\tau_{l,max}$ = valore massimo dell'adesione laterale limite palo-terreno (pari a 120 kPa per terreni coesivi del substrato).

Portanza di base

Per la valutazione della portata di base limite sono state utilizzate le seguenti relazioni:

$$Q_{bl} = A_p \cdot q_{bl}$$

dove:

A_p = area della base del palo,

q_{bl} = portata limite specifica di base.

In questo caso è stato trascurato ogni contributo dovuto a questo termine trattandosi di micropali.

Nelle analisi è stato considerato un incremento del diametro di calcolo per la resistenza del micropalo di un fattore pari a $\alpha=1.1$, considerando una modalità esecutiva tipo IGU e i terreni in sito.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO LOTTO 9 VI04 – VIADOTTO DI VIA DEI CANIANA					
	RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A	COMMESSA NB1R	LOTTO 09	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO VI 04 04 001	REV. A

6.17.1.3 Determinazione della resistenza di progetto a trazione

La portata a trazione di progetto di un palo trivellato (eseguito con completa asportazione del terreno) “Q_d” può essere espressa dalla seguente relazione:

$$Q_d = Q_{LL} / F_{SL} + W'_P$$

dove:

Q_{LL} = portata laterale limite (da determinarsi in conformità a quanto già descritto nel precedente paragrafo),

W'_P = peso efficace del palo (alleggerito se sotto falda),

F_{SL} = fattore di sicurezza per la portata laterale a trazione (= γ_{st} · ξ₃).

6.17.1.4 Verifica a carico limite verticale di una palificata

La valutazione del carico limite verticale di una palificata, è eseguito come di seguito indicato:

$$R_{d,G} = N \cdot E \cdot R_{d, \text{singolo palo}}$$

La resistenza a carico verticale della palificata è data dal prodotto della resistenza del palo singolo per il numero N di pali del gruppo e per il fattore E di efficienza della palificata.

L'esperienza (Vesic, 1968) ha mostrato che per palificate in terreni incoerenti, l'efficienza risulta non minore dell'unità, quindi si può assumere E = 1 (per terreni incoerenti).

Per palificate in terreni coesivi, invece, l'efficienza risulta minore dell'unità e può essere valutata ad esempio con la formulazione empirica di Converse Labarre, di seguito esplicitata.

$$E = 1 - (\Phi / 90) \cdot [(n - 1) \cdot m + (m - 1) \cdot n] / (m \cdot n)$$

dove:

E = efficienza della palificata

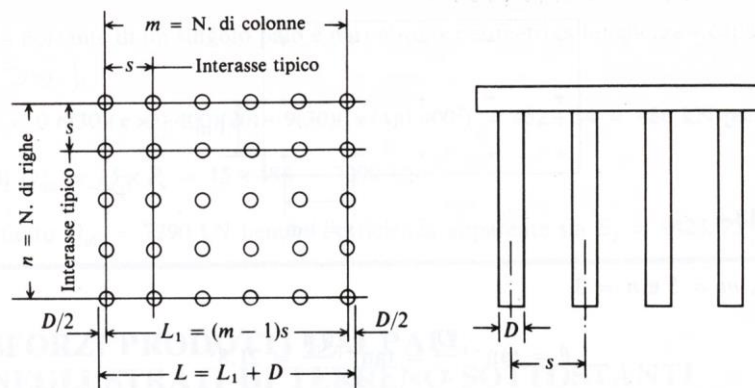
n = numero di pali per fila

m = numero di file

Φ = arctg (D/i) con D = diametro pali, i = interasse pali.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	88 di 111


Figura 36: Efficienza di un gruppo di pali: schema di calcolo

Di seguito si riportano i valori riportati nelle analisi:

SPALLE						parametri di calcolo			
D (m)	A (m ²)	n pali	interasse medio (m)	m	n	$\theta/(\pi/2)$			eta
0.3	0.07065	128	0.64	16	8	0.3	1.81	0.51	0.49

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	89 di 111

Di seguito si riportano le curve di portanza del singolo palo di diametro 300mm per i pali delle Spalle.

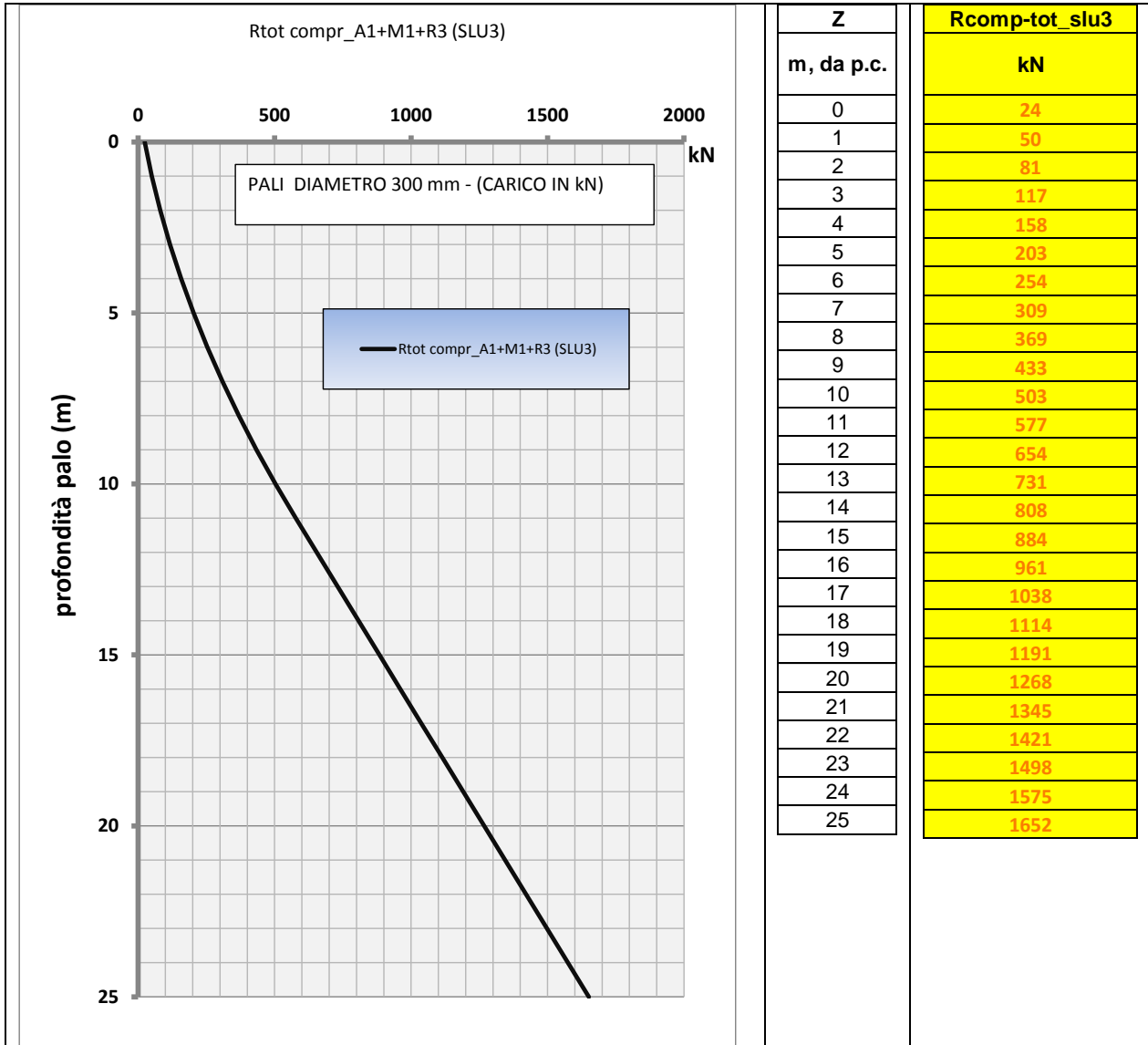


Figura 37: Spalla – Curva di portanza del palo d=300 mm (SLU compressione) spalla

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	90 di 111

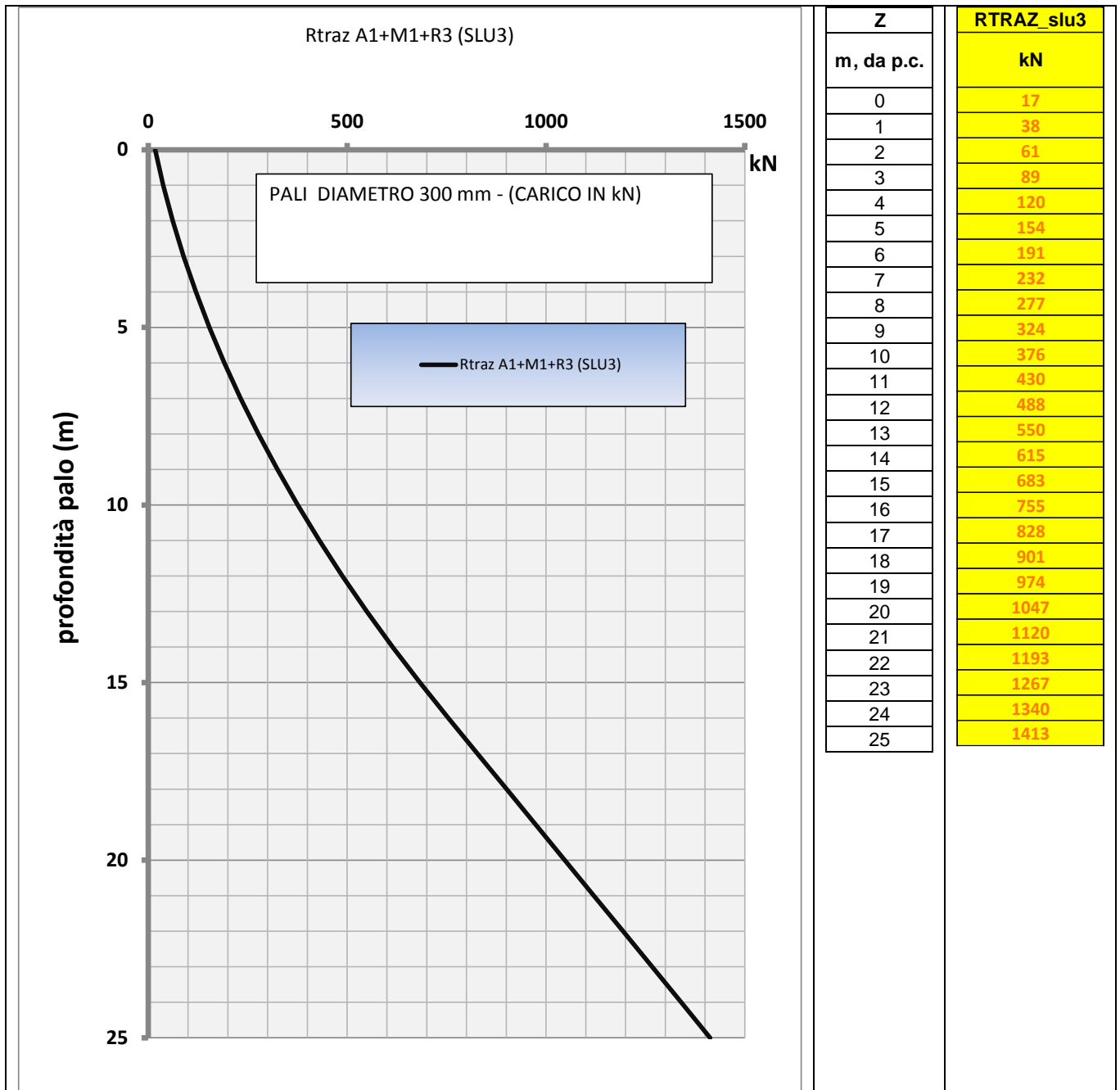


Figura 38: Spalla – Curva di portanza del palo d=300 mm (SLU trazione) spalla

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	91 di 111

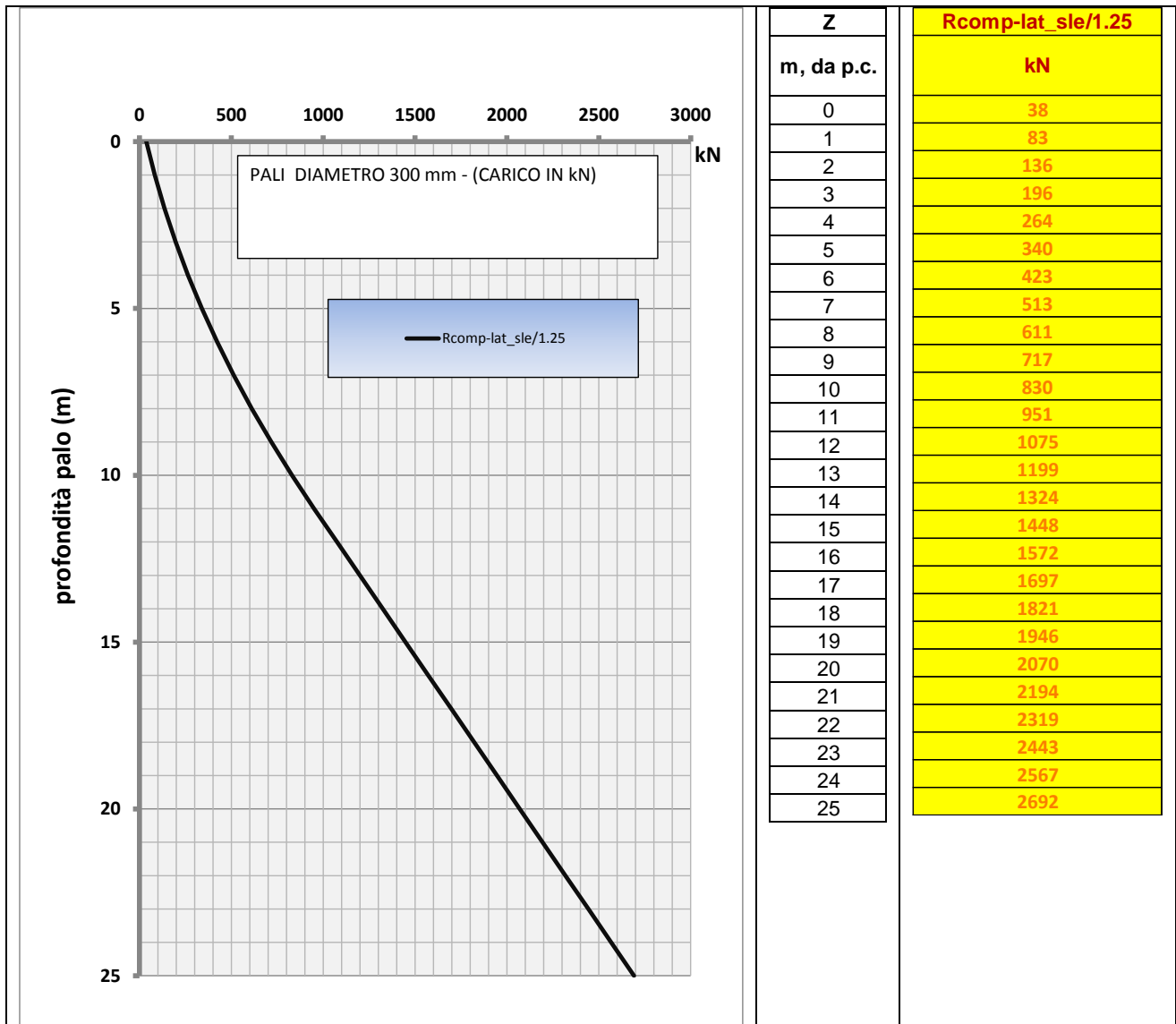


Figura 39: Spalla – Curva di portanza del palo d=300 mm (SLE compressione_laterale/1.25) spalla

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	92 di 111

 6.17.1.5 Risultati

In base all'analisi dei carichi svolta e di seguito riepilogata, si calcolano le lunghezze dei micropali secondo le curve di portanza sopra mostrate e i coefficienti riduttivi che tengono conto dell'effetto di gruppo.

SPALLA A:

in kN			in kN		fx Indice	Combinazioni
somma alg.	somma positivi	n.pali compr.	max compr	max traz.	N°riga	
17843	27266	80	650	-371	1	1_A1+M1+R3 2_A1+M1+R3 1_A2+M2+R2 2_A2+M2+R2
16954	27208	80	658	-393	2	
14218	23708	80	579	-356	3	
13452	23658	80	585	-375	4	
8156	21496	72	590	-463	5	sisma X + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma Z verso alto sisma X + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma Z verso basso sisma Y + 0.3 sisma X + 0.3 sisma Z verso alto sisma Y + 0.3 sisma X + 0.3 sisma Z verso basso sisma Z verso basso + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma X sisma Z verso alto + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma X
9261	22044	73	596	-452	6	
8267	22090	71	596	-467	7	
9372	22636	73	602	-456	8	
10637	15338	80	362	-196	9	
7764	13764	79	346	-224	10	
12751	19283	80	458	-259	11	1_SLE rara 2_SLE rara 1_SLE frequente 2_SLE frequente SLE quasi permanente
12139	19243	80	463	-273	12	
12035	17606	80	410	-222	13	
11422	17566	80	415	-237	14	
8554	9725	96	189	-55	15	

SPALLA B:

in kN			in kN		fx Indice	Combinazioni
somma alg.	somma positivi	n.pali compr.	max compr	max traz.	N°riga	
18113	27891	80	666	-383	1	1_A1+M1+R3 2_A1+M1+R3 1_A2+M2+R2 2_A2+M2+R2
17225	27833	80	673	-404	2	
14418	24210	80	591	-366	3	
13653	24160	80	598	-384	4	
8345	21828	72	598	-468	5	sisma X + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma Z verso alto sisma X + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma Z verso basso sisma Y + 0.3 sisma X + 0.3 sisma Z verso alto sisma Y + 0.3 sisma X + 0.3 sisma Z verso basso sisma Z verso basso + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma X sisma Z verso alto + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma X
9473	22419	73	605	-457	6	
8456	22384	71	603	-471	7	
9584	22974	73	611	-461	8	
10876	15718	80	371	-201	9	
7926	14056	79	353	-229	10	
12952	19728	80	469	-266	11	1_SLE rara 2_SLE rara 1_SLE frequente 2_SLE frequente SLE quasi permanente
12339	19688	80	474	-281	12	
12235	18018	80	420	-229	13	
11622	17978	80	425	-244	14	
8755	10000	96	195	-59	15	

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	93 di 111

Riepilogando si ha:

N_{\max_SLU} micropalo Spalla: 666 kN

N_{\min_SLU} micropalo Spalla: -471 kN

N_{\max_SLE} micropalo Spalla: 474 kN

$N_{\text{GLOBALE PALIFICATA IN COMPRESSIONE}}$ Spalla: 27891 kN in totale su 80 elementi compressi

Considerando quindi per la **Spalla**, una lunghezza di 15 m del singolo micropalo:

L = 15 m

$N_{\text{SLU COMPR.}} = 884 \text{ kN}$

$N_{\text{SLU TRAZ.}} = -683 \text{ kN}$

$N_{\text{SLE COMPR.}} = 1448 \text{ kN}$

$N_{\text{SLU GLOBALE COMPR.}} = 0.49 \times 884 \times 80 = 34652 \text{ kN}$

Le verifiche alla portanza verticale risultano soddisfatte.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO LOTTO 9 VI04 – VIADOTTO DI VIA DEI CANIANA					
	RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A	COMMESSA NB1R	LOTTO 09	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO VI 04 04 001	REV. A

6.17.2 METODOLOGIA PER LA DETERMINAZIONE DEL CARICO LIMITE ORIZZONTALE DEI PALI

6.17.2.1 Premessa

In linea generale, per la verifica del carico limite orizzontale si fa riferimento alla teoria di Broms per il caso di pali con rotazione in testa impedita. Le metodologie di calcolo sono riportate nel paragrafo seguente.

6.17.2.2 Analisi agli stati limite

Per la determinazione del valore di progetto della resistenza dei pali soggetti a carichi trasversali valgono le indicazioni di normativa NTC2018 al paragrafo 6.4.3.1.1, applicando il coefficiente parziale (γ_T) della seguente tabella (vedasi tabella di normativa 6.4.VI) ed i coefficienti ξ_3 e ξ_4 , fattori di correlazione in funzione del numero di verticali d'indagine rappresentative (tabella di normativa 6.4.IV).

La valutazione è stata eseguita tenendo conto di effetto gruppo, cautelativamente assunto pari a 0.8.

Tabella 3 Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

6.17.2.3 Verifica a carico limite orizzontale - Broms

Per la verifica del carico limite orizzontale si fa riferimento alla teoria di Broms per il caso di pali con rotazione in testa impedita.

Le equazioni con cui si determina il carico limite a forze orizzontali dei pali sono definite di seguito al variare del tipo di meccanismo considerato.

In terreni coesivi si ha:

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	95 di 111

Palo corto:
$$H = 9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} - 1.5 \right)$$

Palo intermedio:
$$H = -9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} + 1.5 \right) + 9c_u d^2 \sqrt{2 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u d^3} + 4.5}$$

Palo lungo:
$$H = -13.5c_u d^2 + c_u d^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}}$$

dove :

H = carico limite orizzontale del palo;

c_u = resistenza non drenata del terreno;

M_y = momento di plasticizzazione del palo;

L = lunghezza del palo;

d = diametro del palo.

In terreni incoerenti si ha (vedasi figura seguente):

Palo corto:
$$H = 1.5k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

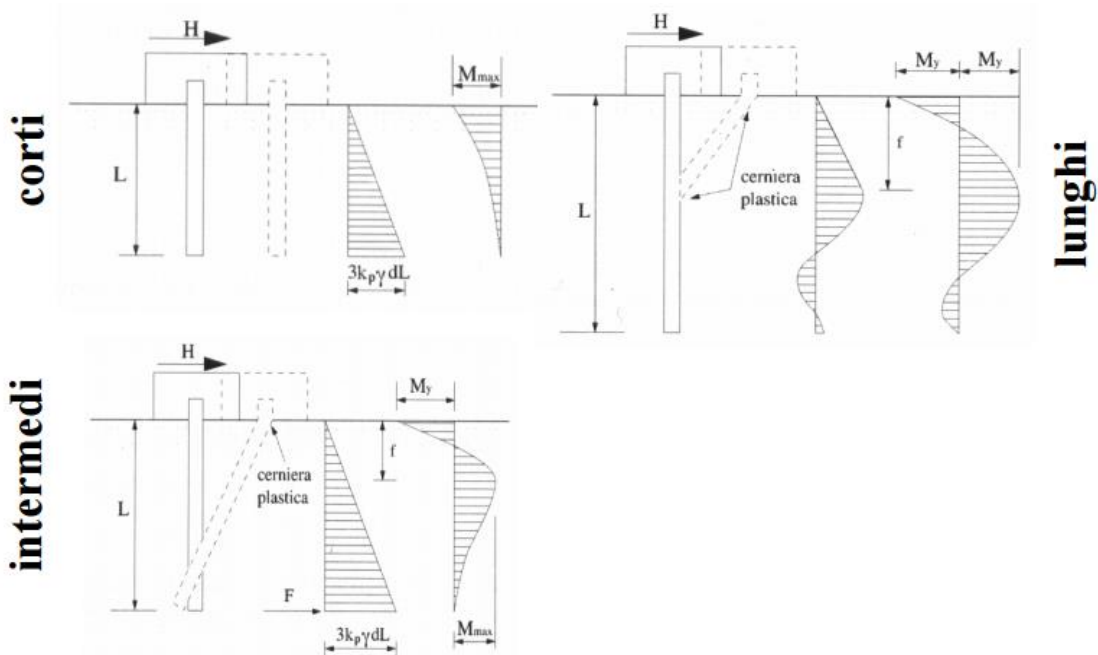
Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

Dove, oltre ai termini già definiti,

k_p = coefficiente di spinta passiva.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	96 di 111



Il valore di H dovrà essere confrontato con il massimo valore del taglio agente sul palo al variare delle combinazioni (V_{pd}). Per le verifiche a carico limite orizzontale si considera cautelativamente un coefficiente di gruppo 0.8.

Il valore determinato con la teoria di Broms dovrà essere ridotto secondo quanto prevede la normativa vigente.

$$H_{lim} = H / (\xi \cdot \gamma_T) > V_{pd}$$

dove:

H = valore limite in funzione del meccanismo attivato;

ξ = fattore di correlazione in funzione delle verticali indagate;

γ_T = fattore parziale per pali soggetti a carichi orizzontali.

Si riporta di seguito la verifica a carico orizzontale che risulta soddisfatta avendo considerato un valore massimo del taglio allo SLU pari a **71 kN** (spalle).

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	97 di 111

Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

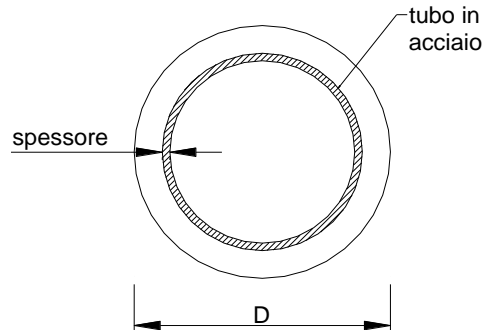
Diametro = 300 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 219.1 (mm)

Spessore = 16.0 (mm)

Sforzo Normale = -471 (kN)


Caratteristiche dei Materiali

malta

Rck = 37 (Mpa)

fck = 30 (Mpa)

γ_c = 1.5

α_{cc} = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 17.00$ (N/mm²)

Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 355 (Mpa)

γ_m = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{Ed} = 308.7$ (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0.147%

ϵ_{uk} = 1.000%

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 208.9 (kN m)

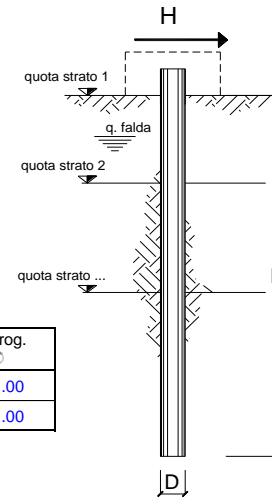
Inserisci

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	98 di 111

 opera **VI04**

coefficienti parziali Metodo di calcolo			A		M		R	
			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_{φ}	γ_{cu}	γ_T	
SUD	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60	
	A1+M1+R3	<input checked="" type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30	
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30	
DM88			<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista			<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.25	1.40	1.00



n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	φ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						k_p	c_u (kPa)	φ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1	ug1	100.00	20	10	35	3.69	0	35	3.69	0
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	ug1	90.00	20	10	35	3.69	0	35	3.69	0
<input type="checkbox"/> strato 3						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 4						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00			1.00	

Quota falda **70** (m)
 Diametro del palo D **0.30** (m)
 Lunghezza del palo L **15.00** (m)
 Momento di plasticizzazione palo M_y **208.93** (kNm)
 Step di calcolo **0.25** (m)

palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
 (ctrl+r)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	229.4 (kN)		229.4 (kN)	
Palo intermedio	1895.1 (kN)		1895.1 (kN)	
Palo corto	7472.6 (kN)		7472.6 (kN)	
H_{med}	229.4 (kN)	Palo lungo	H_{min}	229.4 (kN) Palo lungo

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) \quad 134.92 \quad (\text{kN})$$

$$H_d = H_k/\gamma_T \quad 103.79 \quad (\text{kN}) \quad 0.8 \quad 83 (\text{kN})$$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO LOTTO 9 VI04 – VIADOTTO DI VIA DEI CANIANA					
	RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A	COMMESSA NB1R	LOTTO 09	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO VI 04 04 001	REV. A

6.17.3 METODOLOGIA PER L'ANALISI DEI PALI SOGGETTI A CARICHI TRASVERSALI

6.17.3.1 Comportamento del palo soggetto ai carichi orizzontali - Modulo di reazione orizzontale del terreno

Lo studio dell'interazione tra palo soggetto ai carichi orizzontali ed il terreno viene effettuato ricorrendo alla teoria di Matlock e Reese che si basa sul noto modello di suolo alla Winkler (elastico-lineare), caratterizzato da un modulo di reazione orizzontale del terreno (E_{MR}) definito come il rapporto fra la reazione del terreno per unità di lunghezza del palo (p) ed il corrispondente spostamento orizzontale (y):

$$E_{MR} = p / y \quad [FL^{-2}]$$

Si osservi che, definito K_w [FL^{-3}] il coefficiente di sottofondo di Winkler, per un palo di diametro D si ha:

$$E_{MR} = K_w \cdot D$$

L'andamento del modulo di reazione orizzontale con la profondità è funzione principalmente del tipo di terreno.

Per i terreni incoerenti si assume in genere una legge di variazione lineare caratterizzata dai seguenti parametri:

$$E_{MR} = E_{MR,0} + k_h \cdot z \quad [FL^{-2}]$$

dove:

$E_{MR,0}$ = valore del modulo di reazione a testa palo;

k_h = gradiente del modulo di reazione del terreno funzione principalmente della D_r ;

z = profondità a partire dalla sommità del palo.

Lo studio dell'interazione palo-terreno sotto carichi orizzontali è stato condotto in accordo all'approccio proposto da Matlock e Reese (1960), basato sul modello di Winkler (elastico-lineare), caratterizzato da un modulo di reazione del terreno E_s . E_s non è un parametro del terreno e non può essere direttamente correlato con il modulo di Young, dato che è un parametro di interazione terreno-struttura.

In particolare è stato considerato un valore iniziale del modulo di 1500 kN/mc e un valore incrementale moltiplicativo con la profondità z di 6000 kN/mc, concordemente alla relazione geotecnica.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELO LOTTO 9 VI04 – VIADOTTO DI VIA DEI CANIANA					
	RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A	COMMESSA NB1R	LOTTO 09	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO VI 04 04 001	REV. A

6.17.3.2 Valutazione del momento adimensionale lungo il palo

Per ricavare il momento adimensionalizzato lungo il fusto del palo si ricorre al metodo di Matlock e Reese (1956), che utilizzando il metodo delle differenze finite, hanno risolto il problema del palo soggetto ad un carico orizzontale, mediante l'impiego di parametri adimensionali, ottenuti esprimendo l'equazione della linea elastica attraverso equazioni differenziali funzione del tipo di sollecitazione agente.

Nel caso in esame, considerando l'andamento del modulo di reazione orizzontale palo-terreno (E_{MR} , valutato in accordo al precedente paragrafo), si ricorre al metodo degli elementi finiti, adimensionalizzando la soluzione come segue:

$$M_0 = \alpha_m \cdot H_0$$

$$M(z) = M_0 \cdot M_{ad}(z)$$

essendo:

H_0 = azione tagliante in testa palo [F];

M_0 = azione flettente, conseguente ad H_0 , in testa al palo;

α_m = rapporto momento taglio in testa palo nell'ipotesi di rotazione impedita [L];

M_{ad} = momento flettente adimensionale lungo il fusto del palo.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	101 di 111

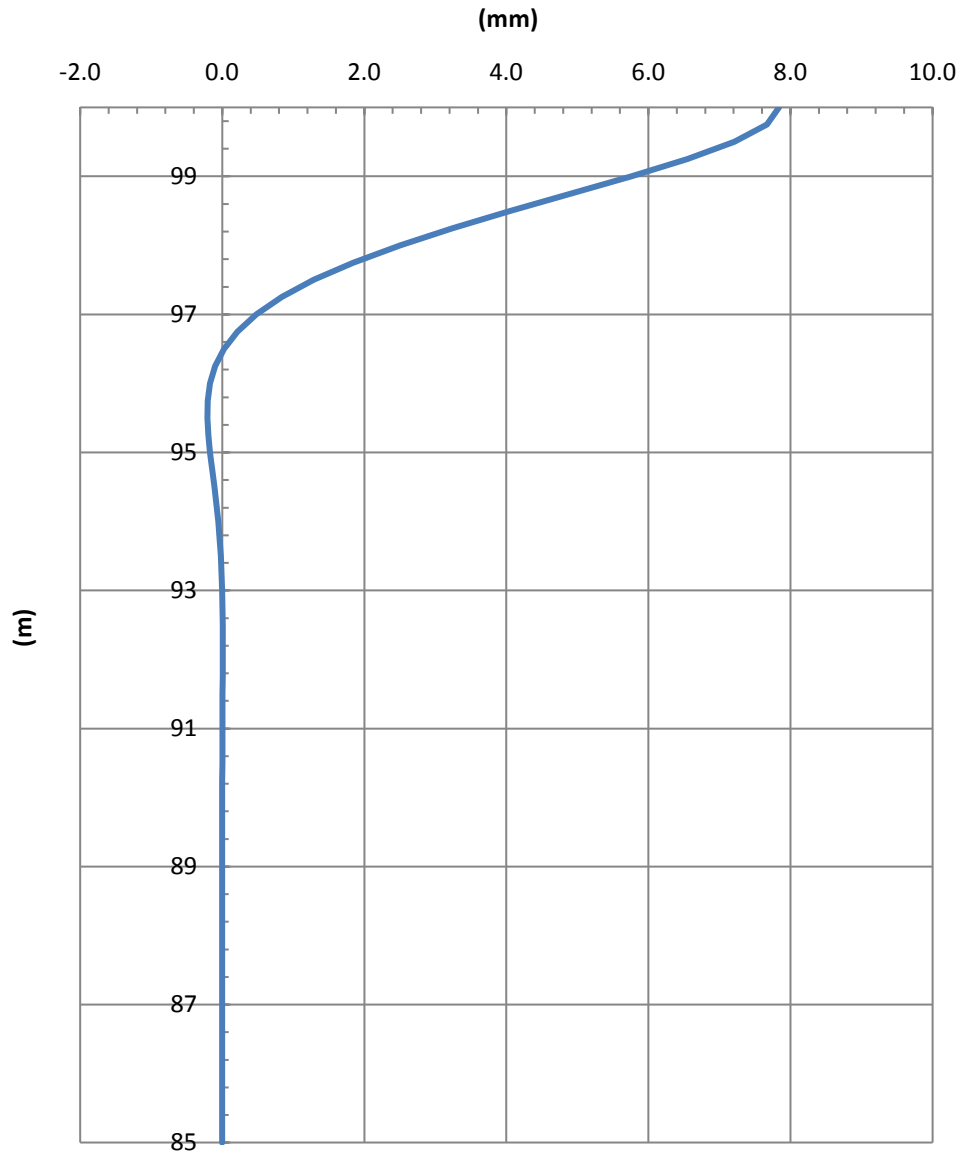
strati terreno	descrizione	quote (m)	k_h (kN/m ³)	n_h (kN/m ³)
p.c.=strato 1	ug1	100.00	1500	6000
<input type="checkbox"/> strato 2				
<input type="checkbox"/> strato 3				
<input type="checkbox"/> strato 4				
<input type="checkbox"/> strato 5				
<input type="checkbox"/> strato 6				

Diametro del palo	0.3	(m)
J palo	0.00040	(m ⁴)
Lunghezza del palo	15	(m)
Forza orizzontale in testa	72	(kN)
Momento in testa	0	(kNm)
E cls	31220	(Mpa)
dimensione elementi	0.25	(m)

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

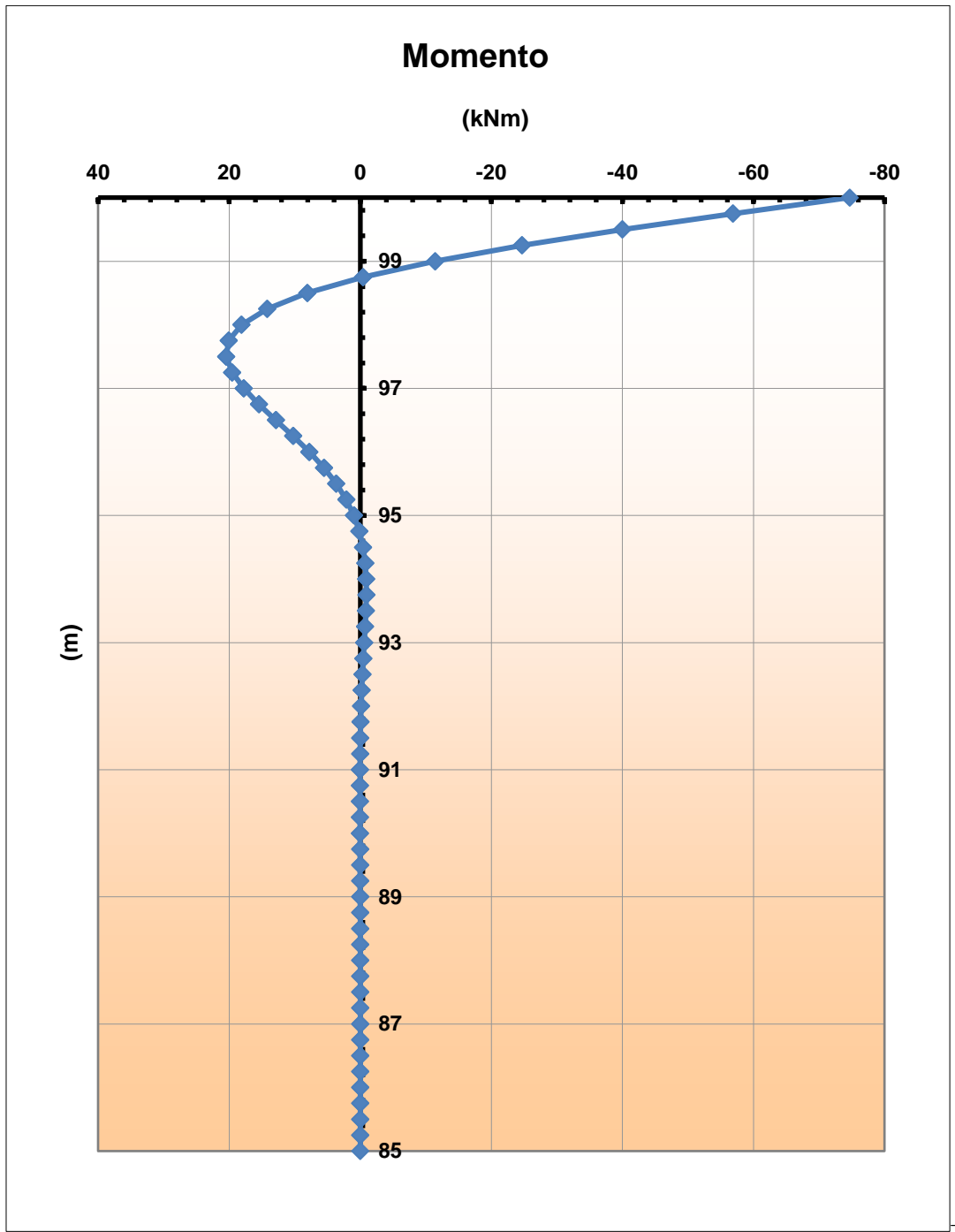
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	102 di 111

Spostamenti



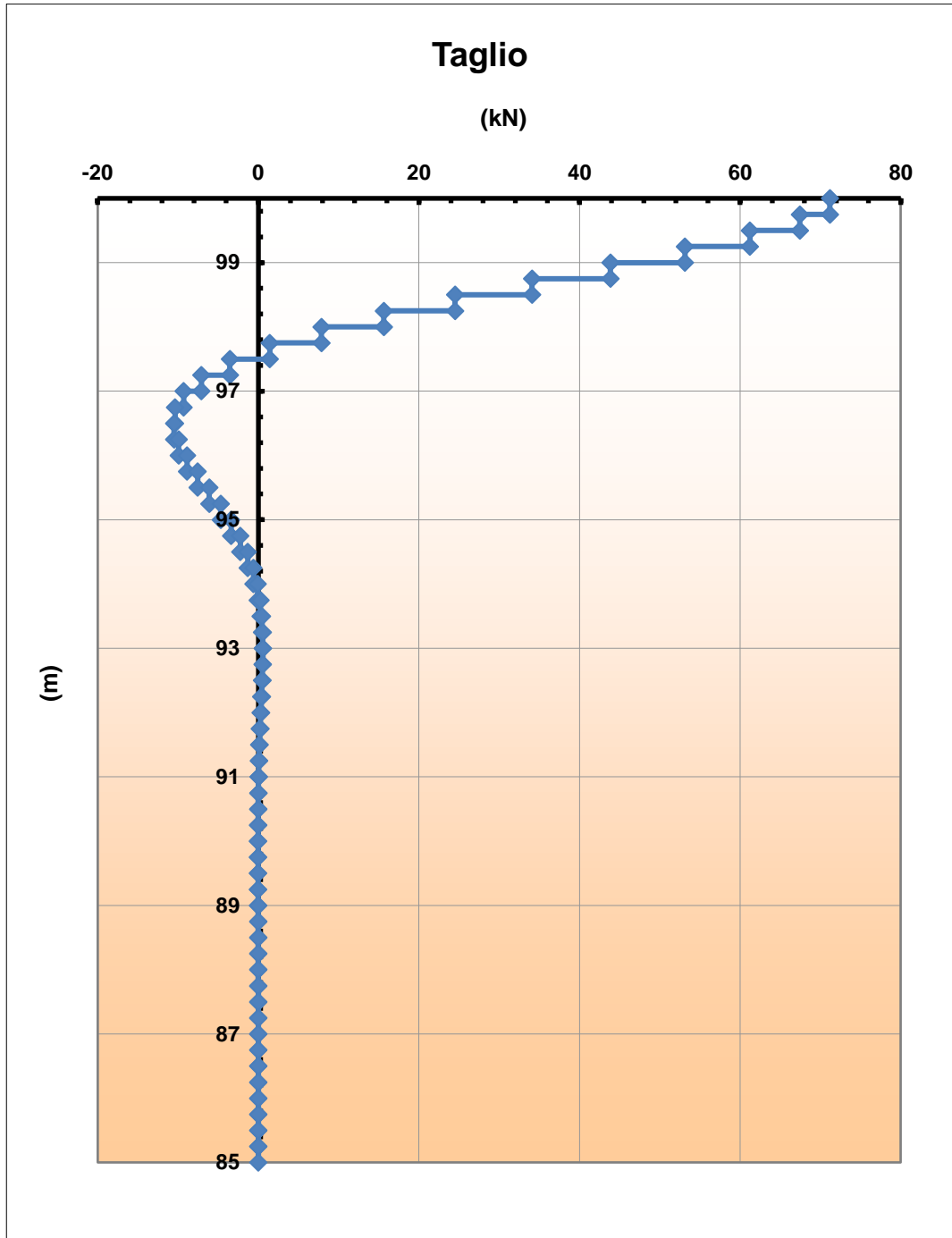
RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	103 di 111



RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	104 di 111



RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	105 di 111

6.17.4 VERIFICA STRUTTURALE DEL TUBOLARE METALLICO

Di seguito si riporta la verifica strutturale del micropalo metallico, avendo considerato una classe per l'acciaio corrispondente a S355:

Tipo di acciaio utilizzato	S 355	
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di resistenza	γ_{M0}	1.05 [-]
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di stabilità	γ_{M1}	1.05 [-]
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di rottura	γ_{M2}	1.25 [-]
Caratteristiche del profilo		
Sezione trasversale del tubolare	Ø219.1/16	
Diametro esterno del profilo tubolare (UTENTE)	d_{ext}	219.10 [mm]
Spessore del profilo tubolare (UTENTE)	t	16.00 [mm]
Diametro esterno del profilo tubolare utilizzato nelle verifiche		219.1 [mm]
Spessore del profilo tubolare utilizzato nelle verifiche		16 [mm]
Geometria della membratura		
Lunghezza geometrica della membratura	L	1.00 [m]
Coefficiente di lunghezza di libera inflessione attorno all'asse y - y	β_y	1.00 [-]
Coefficiente di lunghezza di libera inflessione attorno all'asse z - z	β_z	1.00 [-]
Lunghezza di libera inflessione attorno all'asse y - y	$L_{cr,y}$	1000.00 [mm]
Lunghezza di libera inflessione attorno all'asse z - z	$L_{cr,z}$	1000.00 [mm]
Coefficienti di momento equivalente		
<i>Nota: l'utente deve inserire i valori C_{my}, C_{mz} con riferimento al prospetto B.3 - EN 1993 - 1 - 1: 2010, tenendo presente che utilizzando $C_{my} = C_{mz} = 1.00$ la verifica sarà sempre "cautelativa".</i>		
<i>Coefficienti di momento equivalente</i>		
Coefficiente di momento equivalente per flessione attorno all'asse y - y	C_{my}	1.000 [-]
Coefficiente di momento equivalente per flessione attorno all'asse z - z	C_{mz}	1.000 [-]

Comb. [n°]	N_{Ed} [kN]	$V_{z,Ed}$ [kN]	$V_{y,Ed}$ [kN]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{z,Ed}$ [kNm]	T_{Ed} [kNm]	Verifica [-]
1	-471.00		72.00	75.00			✓ 0.47
2	666.00		72.00	75.00			✓ 0.53

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO LOTTO 9 VI04 – VIADOTTO DI VIA DEI CANIANA					
	RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A	COMMESSA NB1R	LOTTO 09	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO VI 04 04 001	REV. A

6.17.5 VERIFICA A PUNZONAMENTO DEI MICROPALI

La verifica a punzonamento dei micropali che si intestano sul plinto è stata eseguita secondo le prescrizioni indicate nell'Eurocodice 1992-1-1 al 6.4. In particolare, si è adottato per la scelta del perimetro di verifica u_1 il seguente schema:

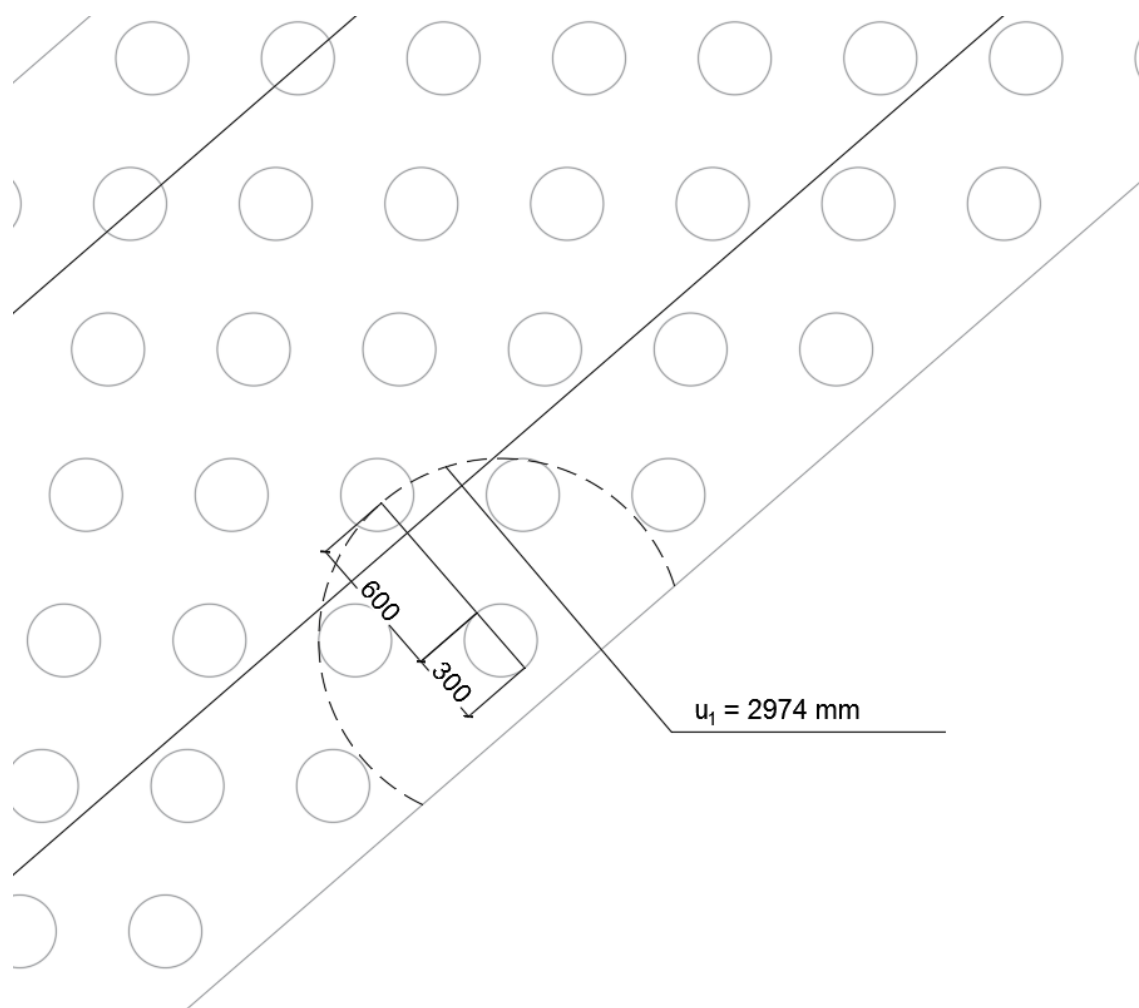


Figura 6-40: Schema per la scelta del perimetro di verifica

Per la verifica si considere come forza applicata, quella relativa al micropalo più caricato.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	107 di 111

Verifica a Punzonamento EN1992-1-1 par. 6.4

Materiali
Cls

30/37

$$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$$

Acciaio

$$f_{yk} = 391.3 \text{ N/mm}^2$$

GEOMETRIA

Armatura del cordolo

$$h = 1000 \text{ mm}$$

$$D = 300 \text{ mm}$$

spessore plinto
diametro del palo

$$\Phi = 30$$

$$\Phi = 30$$

$$100 \text{ mm}$$

$$200 \text{ mm}$$

in direzione x

in direzione y

$$c = 40.00 \text{ mm}$$

copriferro

SOLLECITAZIONI

$$N_{sd} = 658.00 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 134 \text{ kNm}$$

$$6.58E+05 \text{ N}$$

$$1.34E+08 \text{ Nmm}$$

Altezza utile

$$d_x = s - c - \Phi / 2 = 945 \text{ mm}$$

$$d_y = s - c - \Phi - \Phi / 2 = 915 \text{ mm}$$

$$d = (d_x + d_y) / 2 = 930 \text{ mm}$$

altezza utile in direzione x

altezza utile in direzione y

altezza utile della piastra

Rapporto geometrico di armatura

$$A_{1,x} = 707 \text{ mm}^2$$

$$A_{1,y} = 707 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{lx} = 0.0078 \leq 0.02$$

$$\rho_{ly} = 0.0038 \leq 0.02$$

$$153.94$$

$$0.02$$

$$0.02$$

Perimetro del palo

$$u_0 = \pi D$$

$$942 \text{ mm}$$

Perimetro di verifica u_1 posto a distanza $2d$ dal palo

$$u_1 = \pi(D + 4d) / 2$$

$$2974 \text{ mm}$$

u1 di bordo

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	108 di 111

Tensione di punzonamento di progetto lungo il contorno del pilastro

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_p d}$$

dove $\beta = 1 + k \pi \frac{M_{Ed}}{V_{Ed} D + 4d}$

k =	0.60	coeff. riduttivo
$\beta =$	1.10	1.4 elem di bordo [Eurocod 1992 1 1 6.4]
$v_{Ed} =$	1.05	N/mm ²

Massimo valore della resistenza a taglio-punzonamento

$$v_{rd,max} = 0.4 \cdot v \cdot f_{cd} = 3.400 \text{ N/mm}^2$$

$$v_{Ed} \leq v_{rd,max}$$

la verifica lungo il contorno dell'area caricata è soddisfatta

Fs	3.24
-----------	-------------

Tensione di punzonamento di progetto lungo il perimetro di verifica a distanza 2d

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_1 d} =$$

$$0.33 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza a punzonamento senza armatura a taglio-punzonamento

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left(100 \rho_1 \cdot f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c =$$

$$0.12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} =$$

$$1.464$$

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{1x} \cdot \rho_{1y}} =$$

$$0.0055$$

$$\leq 0.02$$

$$v_{Rd,c} = 0.45 \text{ N/mm}^2$$

$$\geq v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.339 \text{ N/mm}^2$$

Verifica a punzonamento

$$v_{Ed} = 0.33 \text{ N/mm}^2$$

$$\leq$$

$$v_{Rd,c} = 0.45 \text{ N/mm}^2$$

Non è necessaria armatura a punzonamento

Fs	1.34
-----------	-------------

Incidenze

Si riporta la tabella di sintesi delle incidenze delle armature per i singoli elementi strutturali:

Muro paraghiaia	80 kg/m ³
Muro frontale	140 kg/m ³
Zattera di fondazione	170 kg/m ³
Baggioli e ritegni	350 kg/m ³

Le incidenze calcolate sono mediate sull'intero elemento considerato.

Si riporta il calcolo dell'incidenza svolto su una sezione di un metro degli elementi analizzati, tale calcolo è stato poi riportato nella tabella precedente arrotondando per eccesso i risultati ottenuti.

Incidenza Sezione rettangolare - Plinto di fondazione

Geometria della sezione

B	100	cm	base della sezione
H	100	cm	Altezza della sezione

Calcolo delle incidenze

V	1.00	m ³	Volume al metro lineare di sviluppo
P	170	kg	Peso complessivo dell'armatura
Inc	170	kg/m ³	Incidenza dell'acciaio

Armature

n°	φ	L	p/m	p_tot_strato	descrizione
---	mm	m	kg/m	kg	---
20	30	1	5.549	110.977	verticale
10	30	1	5.549	55.488	orizzontale
4	10	1.3333	0.617	3.288	spille
1	10	1	0.617	0.617	antiritiro

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	110 di 111

Incidenza Sezione rettangolare - Muro Paraghiaia
Geometria della sezione

B	66	cm	base della sezione
H	100	cm	Altezza della sezione

Calcolo delle incidenze

V	0.66	m ³	Volume al metro lineare di sviluppo
P	53	kg	Peso complessivo dell'armatura
Inc	80	kg/m ³	Incidenza dell'acciaio

Armature

n°	φ	L	p/m	p_tot_strato	descrizione
---	mm	m	kg/m	kg	---
15	16	1	1.578	23.675	verticale
10	14	1	1.208	12.084	orizzontale
9	10	1.33333	0.617	7.398	spille
1	10	1	0.617	0.617	antiritiro
				8.755	+20% per sovrapposizioni

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	VI 04 04 001	A	111 di 111

Incidenza Sezione rettangolare - Muro frontale
Geometria della sezione

B	160	cm	base della sezione
H	100	cm	Altezza della sezione

Calcolo delle incidenze

V	1.60	m ³	Volume al metro lineare di sviluppo
P	221	kg	Peso complessivo dell'armatura
Inc	138	kg/m ³	Incidenza dell'acciaio

Armature

n°	φ	L	p/m	p_tot_strato	descrizione
---	mm	m	kg/m	kg	---
35	26	1	4.168	145.873	verticale
15	18	1	1.998	29.964	orizzontale
9	10	1.333333	0.617	7.398	spille
1	10	1	0.617	0.617	antiritiro
				36.770	+20% sovrapposizioni