

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO

NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

PROGETTO DEFINITIVO

TRATTA DITTAINO – CATENANUOVA

VI18 (ex VI10) - Doppio Binario

Relazione di calcolo Spalle

SCALA:

-

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

RS3E 50 D 09 CL VI1804 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autore	Auto.izzato	Data
A	Emissione Esecutiva	Abbasciano	Novembre 2019	A. Ferri	Novembre 2019	F. Sparacino	Novembre 2019	A. Vittozzi		Novembre 2019

ITALFERR S.p.A.
 U.O. Opere Civili e Gestione delle varianti
 Dott. Ing. Angelo Vittozzi
 Ordine degli Ingegneri della Provincia di Palermo
 N° A20783

File: RS3E50D09CLVII1804001A.docx

n. ab. 648

INDICE

1	PREMESSA	4
1.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA	4
1.1.1	<i>Aspetti legati alle opere di fondazione</i>	5
2	RIFERIMENTI NORMATIVI	7
2.1	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	7
3	MATERIALI	8
3.1	VERIFICA S.L.E.	9
3.1.1	<i>Verifiche alle tensioni</i>	9
3.1.2	<i>Verifiche a fessurazione</i>	9
4	ANALISI E VERIFICHE SPALLA.....	11
4.1	GENERALITÀ	11
4.2	MODELLI A MENSOLA PER LA VERIFICA DELLE SPALLE.....	11
4.3	CONDIZIONI ELEMENTARI E COMBINAZIONI DI CARICO.....	11
4.4	SISTEMI DI RIFERIMENTO ED UNITÀ DI MISURA	15
4.5	GEOMETRIA DELLA SPALLA.....	16
4.6	ANALISI DEI CARICHI.....	19
4.6.1	<i>Peso proprio elementi strutturali</i>	19
4.6.2	<i>Carichi trasmessi dall'impalcato</i>	19
4.6.3	<i>Azione del Vento</i>	21
4.6.4	<i>Carichi da traffico verticali</i>	22
4.6.5	<i>Effetti dinamici</i>	23
4.6.6	<i>Carichi da traffico orizzontali</i>	23
4.6.7	<i>Spinta statica del terrapieno</i>	24
4.6.8	<i>Sovraccarico sul terrapieno</i>	25
4.6.9	<i>Spinta del sovraccarico accidentale condizioni statiche</i>	26

4.6.10	Azione sismica	27
4.6.11	Incremento di spinta del terrapieno	33
4.6.12	Inerzie strutturali.....	33
4.6.13	Calcolo delle sollecitazioni in testa pali.....	33
4.6.14	Riepilogo risultati.....	34
4.7	SOLLECITAZIONI.....	39
4.7.1	Muro paraghiaia	39
4.7.2	Muro frontale	41
4.7.3	Plinto di fondazione.....	43
4.8	PALI DI FONDAZIONE	45
4.9	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	46
4.9.1	Paraghiaia.....	49
4.9.2	Muro frontale	55
4.9.3	Zattera di fondazione.....	61
4.9.4	Palo di fondazione L=36.0m	64



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA
PROGETTO DEFINITIVO
VI18 (ex VI10) - Doppio Binario

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 18 04 001	A	4 di 68

1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto il dimensionamento e le verifiche di resistenza secondo il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite (S.L.) di una delle spalle del viadotto ferroviario **VI18** della tratta ferroviaria Palomba-Catenanuova, viadotto ferroviario previsto nell'ambito del progetto definitivo lungo la direttrice ferroviaria Messina-Catania-Palermo del nuovo collegamento Palermo-Catania. In particolare si tratterà la spalla A che presenta l'altezza del paramento maggiore e gli appoggi "fissi" dell'impalcato.

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate secondo il DM 14 gennaio 2008.

1.1 Descrizione dell'opera

Il ponte VII18 attraversa un corso d'acqua maggiore affluente del fiume Dittaino con un'altezza del p.f. rispetto al terreno di circa 6m.

Il ponte è previsto a doppio binario dal km 12+569.10 (asse giunto spalla A) al km 12+609.10 per uno sviluppo complessivo di 40m ed è costituito da un'unica campata isostatica di luce teorica 38.00m.

Il ponte viene eseguito in corrispondenza della linea storica andando a demolire l'opera esistente e prevedendo una sistemazione idraulica del corso d'acqua attraversato.

L'impalcato è di tipo misto acciaio-calcestruzzo e schema statico longitudinale di trave semplicemente appoggiata, presenta una struttura costituita da quattro travi a doppio T non simmetrico disposte a interasse costante di 2.50m; la coppia di travi più esterne, da ciascun lato dell'impalcato, è collegata, oltre che dai traversi verticali costituiti da diagonali e briglie posizionati a passo 3165mm e dalla soletta, da controventi orizzontali superiori e inferiori; ne consegue che nel loro insieme ciascuna coppia di travi e relativi traversi e controventi costituisce un'unica sezione chiusa con un funzionamento a cassone dotato di notevole rigidezza torsionale. Le due coppie di travi sono a loro volta collegate, oltre che dalla soletta, da traversi verticali, sempre in struttura reticolare, che hanno un passo doppio rispetto ai diaframmi esterni (6330mm), privi di rigidezza torsionale e che hanno la funzione di ripartizione dei carichi verticali.

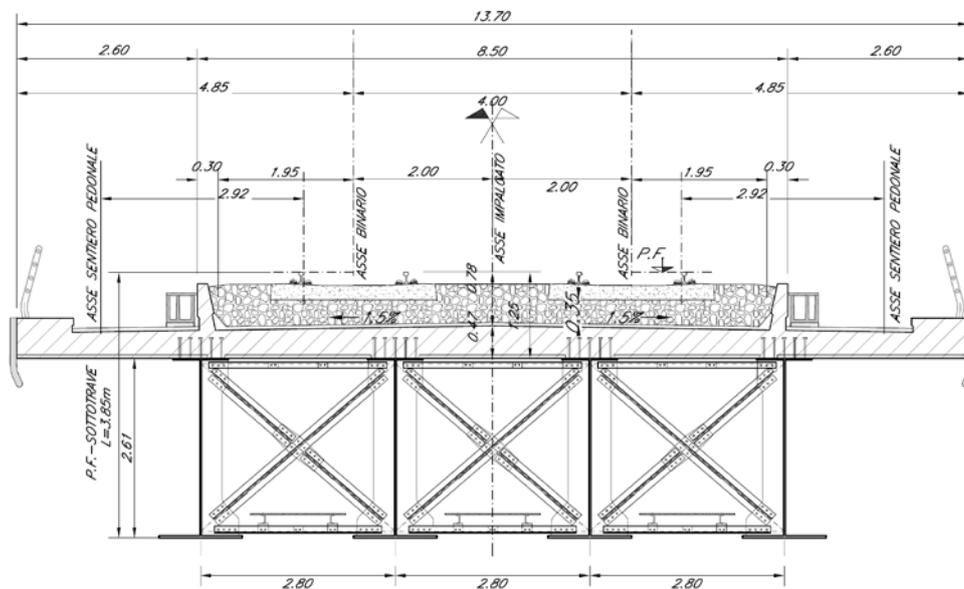
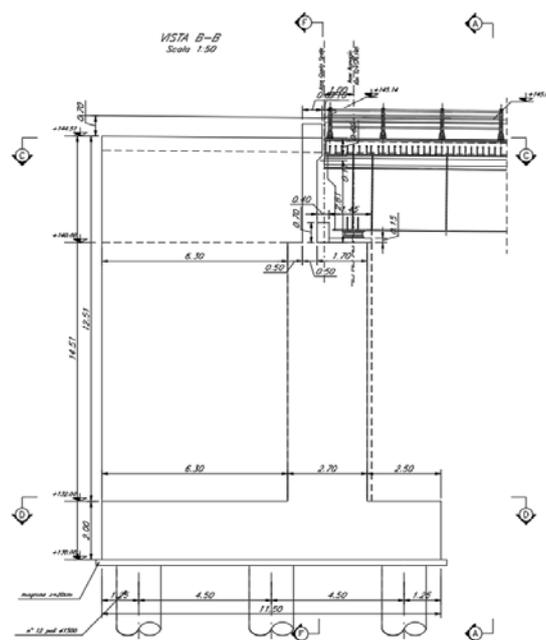
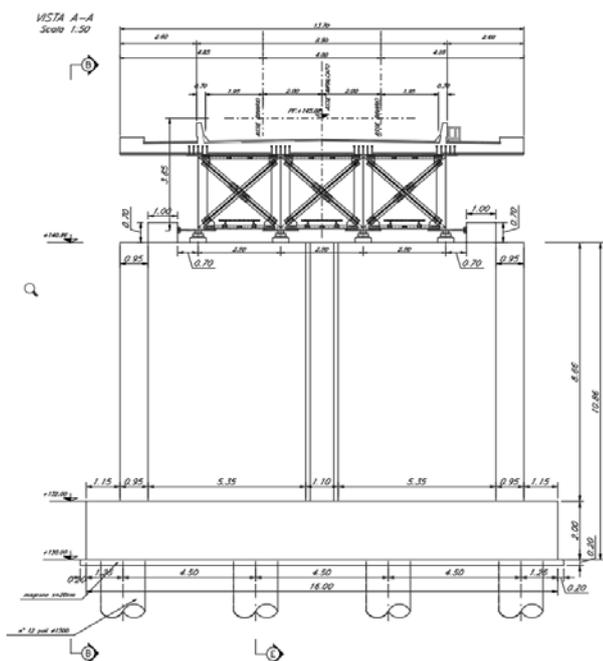


Figura 1 - Sezione trasversale

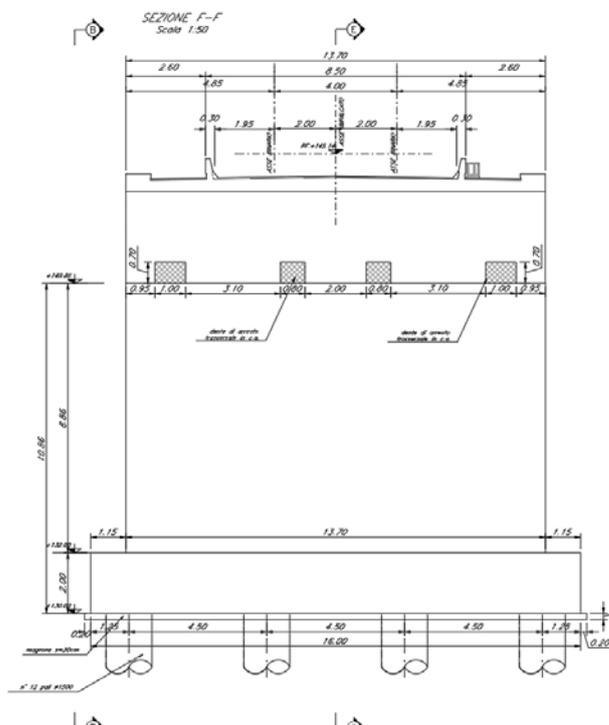
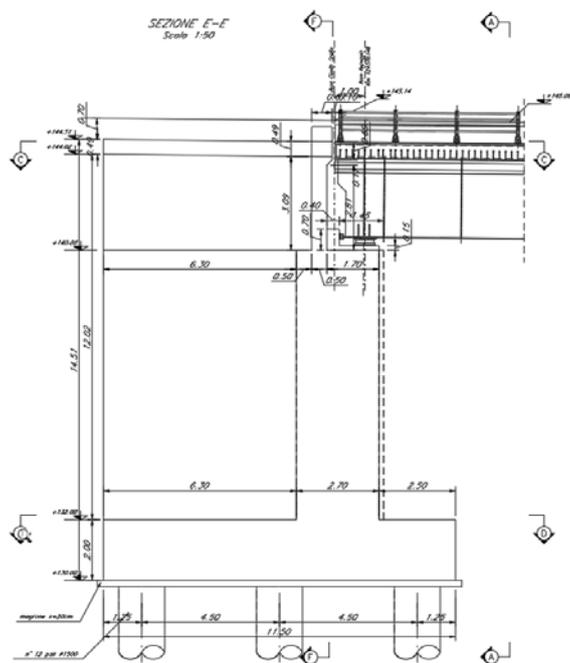
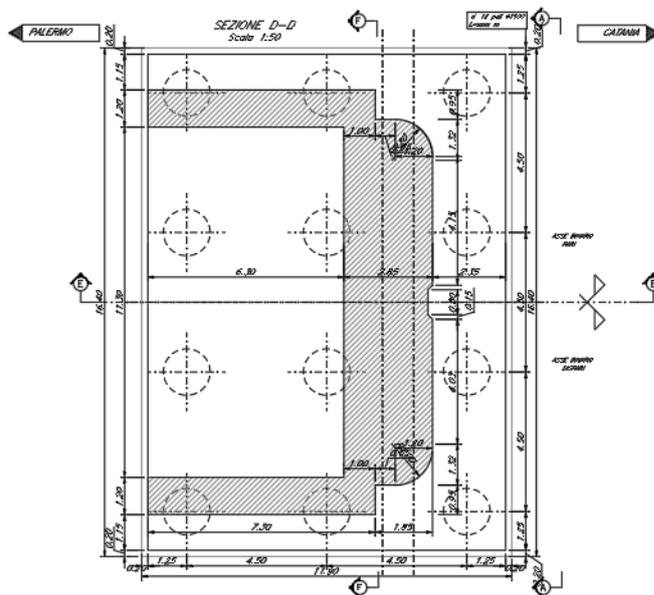
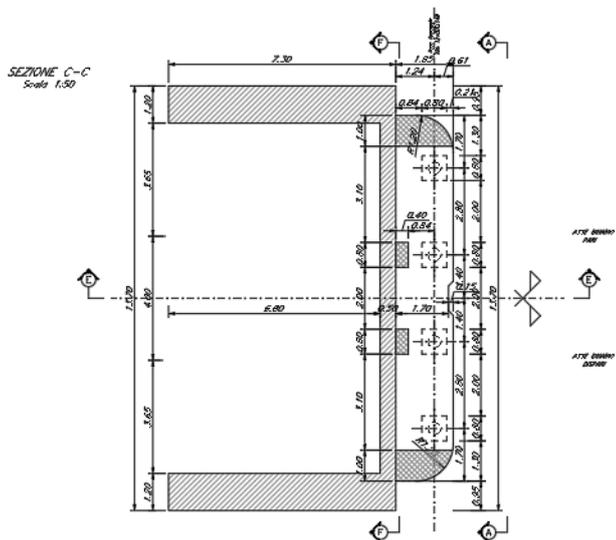
1.1.1 Aspetti legati alle opere di fondazione

Le fondazioni sono realizzate con plinti su pali di grande diametro, e per la realizzazione degli scavi sono previste opere di protezione per raggiungere la quota d'imposta di progetto delle fondazioni, determinata dalle verifiche idrauliche. Inoltre per la realizzazione delle spalle sarà necessaria la deviazione del torrente.



RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 18 04 001	A	6 di 68



2 RIFERIMENTI NORMATIVI

Le principali Normative nazionali ed internazionali vigenti alla data di redazione del presente documento e prese a riferimento sono le seguenti:

- *Ministero delle Infrastrutture, DM 14 gennaio 2008, «Norme tecniche per le costruzioni».*
- *Ministero delle Infrastrutture, Circolare n°617 02 febbraio 2009, Istruzioni per l'Applicazione delle «Norme tecniche per le costruzioni».*
- *Istruzione RFI DTC SI PS MA IFS 001 A - Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II - Sezione 2 - Ponti e Strutture*
- *Istruzione RFI DTC SI CS MA IFS 001 A - Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II - Sezione 3 - Corpo Stradale*
- *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*

2.1 Documenti di riferimento

- *Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni - RS3E50D09RBVI1803001A*
- *Analisi risposta sismica locale - RS3E50D09RBVI1803002A*

3 MATERIALI

Le caratteristiche dei materiali previsti le sottostrutture sono le seguenti:

➤ Calcestruzzo magro e getto di livellamento

- CLASSE DI RESISTENZA MINIMA C12/15
- TIPO CEMENTO CEM I+V
- CLASSE DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE : X0

➤ Calcestruzzo pali di fondazione, cordoli, opere provvisionali, calcestruzzo fondazioni

- CLASSE DI RESISTENZA MINIMA C25/30
- TIPO CEMENTO CEM III+V
- RAPPORTO A/C : ≤ 0.60
- CLASSE MINIMA DI CONSISTENZA : S4
- CLASSE DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE : XC2
- COPRIFERRO MINIMO = 60 mm
- DIAMETRO MASSIMO INERTI : 32 mm

➤ Calcestruzzo fondazioni armate

- CLASSE DI RESISTENZA MINIMA C25/30
- TIPO CEMENTO CEM III+V
- RAPPORTO A/C : ≤ 0.60
- CLASSE MINIMA DI CONSISTENZA : S4
- CLASSE DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE : XC2
- COPRIFERRO MINIMO = 40mm
- DIAMETRO INERTI : 25 mm

➤ Calcestruzzo elevazione pile (compresi pulvini, baggioli e ritegni), spalle

- CLASSE DI RESISTENZA MINIMA C32/40
- TIPO CEMENTO CEM III+V
- RAPPORTO A/C : ≤ 0.50
- CLASSE MINIMA DI CONSISTENZA : S4
- CLASSE DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE : XC4
- COPRIFERRO MINIMO = 50mm
- DIAMETRO INERTI : 25 mm

➤ Acciaio ordinario per calcestruzzo armato

IN BARRE E RETI ELETTRISALDATE

B450C saldabile che presenta le seguenti caratteristiche :

- Tensione di snervamento caratteristica $f_{yk} > 450 \text{ N/mm}^2$
 - Tensione caratteristica a rottura $f_{tk} > 540 \text{ N/mm}^2$
- $1.15 \leq f_{tk}/f_{yk} < 1.35$

(*) : I VALORI DI COPRIFERRO RIPORTATI SI RIFERISCONO AD OPERE CON VITA NOMINALE DI 75 ANNI. PER COSTRUZIONI CON VITA NOMINALE DI 100 ANNI TALI VALORI DOVRANNO ESSERE AUMENTATI DI 5 mm.

3.1 Verifica S.L.E.

La verifica nei confronti degli Stati limite di esercizio, consiste nel controllare, con riferimento alle sollecitazioni di calcolo corrispondenti alle Combinazioni di Esercizio il tasso di Lavoro nei Materiali e l'ampiezza delle fessure attese, secondo quanto di seguito specificato

3.1.1 Verifiche alle tensioni

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico caratteristiche "Rara" e "Quasi Permanente"; i valori tensionali nei materiali sono valutati secondo le note teorie di analisi delle sezioni in c.a. in campo elastico e con calcestruzzo "non reagente a trazione" adottando come limiti di riferimento, trattandosi nel caso in specie di opere Ferroviarie, quelli indicati nel documento "Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario RFI DTC INC PO SP IFS 001 A", ovvero:

Strutture in c.a.

Tensioni di compressione del calcestruzzo

Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- per combinazione di carico caratteristica (rara): $0,55 f_{ck}$;
- per combinazioni di carico quasi permanente: $0,40 f_{ck}$;
- per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

Tensioni di trazione nell'acciaio

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare $0,75 f_{yk}$.

3.1.2 Verifiche a fessurazione

La verifica di fessurazione consiste nel controllare l'ampiezza dell'apertura delle fessure sotto combinazione di carico frequente e combinazione quasi permanente. Essendo la struttura a contatto col terreno si considerano condizioni ambientali aggressive; le armature di acciaio ordinario sono ritenute poco sensibili [NTC – Tabella 4.1.IV]

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è riportato nel prospetto seguente:

Tabella 1 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione e Condizioni Ambientali

Gruppi di esigenza	Condizioni ambientali	Combinazione di azione	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	wd	Stato limite	wd
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$

b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto Aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Risultando:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

Data la maggior restrittività, alle prescrizioni normative presenti in NTC si sostituiscono in tal caso quelle fornite dal “Manuale di Progettazione delle Opere Civili” secondo cui la verifica nei confronti dello stato limite di apertura delle fessure va effettuata utilizzando le sollecitazioni derivanti dalla combinazione caratteristica (rara).

Per strutture in condizioni ambientali aggressive o molto aggressive, qual è il caso delle strutture in esame così come identificate nel DM 14.1.2008, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture, l'apertura convenzionale delle fessure dovrà risultare:

– Combinazione Caratteristica (Rara) $\delta_f \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$

Riguardo infine il valore di calcolo delle fessure da confrontare con i valori limite fissati dalla norma, si è utilizzata la procedura riportata al C4.1.2.2.4.5 della Circolare n. 617/09.

4 ANALISI E VERIFICHE SPALLA

4.1 Generalità

La spalla presentano una configurazione a paramento di spessore 2.70 m e muri di risvolto per il contenimento del rilevato retrostante di spessore 1.20 m. L'altezza della spalla A (escluso paraghiaia) è pari a 5.49 m.

Entrambe le spalle hanno in testa un paraghiaia di spessore 0.5 m ed altezza di circa 4.07 m dalla testa muro frontale.

Le fondazioni sono realizzate su pali di diametro 1.50m collegate in testa da una platea di spessore 2.00 m.

Il calcolo è stato effettuato per la spalla A, con altezza di paramento maggiore estendendo i risultati anche all'altra.

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

4.2 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 solamente 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 paraghiaia e muro frontale 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 dello zoccolo anteriore al muro frontale.

Per quanto riguarda invece le sollecitazioni sui pali di fondazione 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 pali di fondazione utilizzando il classico modello a piastra rigida.

4.3 Condizioni elementari e combinazioni di carico

Le verifiche di sicurezza strutturali e geotecniche sono state condotte utilizzando combinazioni di carico definite in ottemperanza alle NTC08, secondo quanto riportato nei paragrafi 2.5.3, 5.1.3.12. 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 SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 18 04 001	A	13 di 68

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

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

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

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

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

⁽⁵⁾ Aliquota di carico da traffico da considerare.

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

⁽⁷⁾ 1,20 per effetti locali

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.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
RS3E 50 D 09 CL VI 18 04 001 A 15 di 68

SLE rata - N max gr.1	SLE rata - RT max gr.1	SLE rata - ML max gr.1	SLE rata - N max gr.3	SLE rata - RT max gr.3	SLE rata - ML max gr.3	SLE rata - Vento ponte scarico	SLE freq. - N max gr.1	SLE freq. - RT max gr.1	SLE freq. - ML max gr.1	SLE freq. - N max gr.3	SLE freq. - RT max gr.3	SLE freq. - ML max gr.3	SLE freq. - Vento ponte scarico	SLE quasi permanente	SIV - N max	SIV - RT max	SIV - ML max	SIV - N max	SIV - ML max	SIV - N min	
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	Peso proprio g1
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	Permanenti G2
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	Ballast
1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	Comb. Nmax Qr
0.50	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.40	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	Comb. Nmax Q frenatura
1.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	Comb. Nmax Q centrifuga
1.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	Comb. Nmax Q serpeggio
0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	Comb. Mmax Qr
0.00	0.50	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.40	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	Comb. Mmax Q frenatura
0.00	1.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	Comb. Mmax Q centrifuga
0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	Comb. Mmax Q serpeggio
0.00	0.00	1.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	Comb. MLmax Qr
0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	Comb. MLmax Q frenatura
0.00	0.00	1.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	Comb. MLmax Q centrifuga
0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	Comb. MLmax Q serpeggio
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Vento Ponte Scarico
0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Vento Ponte Carico
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	Attrito permanente
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.00	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	Attrito carichi mobili
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.30	1.00	0.30	1.00	0.30	Sisma longitudinale
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30	1.00	0.30	0.30	Sisma trasversale
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30	-0.30	-0.30	-1.00	Sisma verticale

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

- asse X coincidente con l'asse longitudinale del ponte;
- asse Y coincidente con l'asse trasversale del ponte;
- 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).

4.4 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

4.5 Geometria della spalla

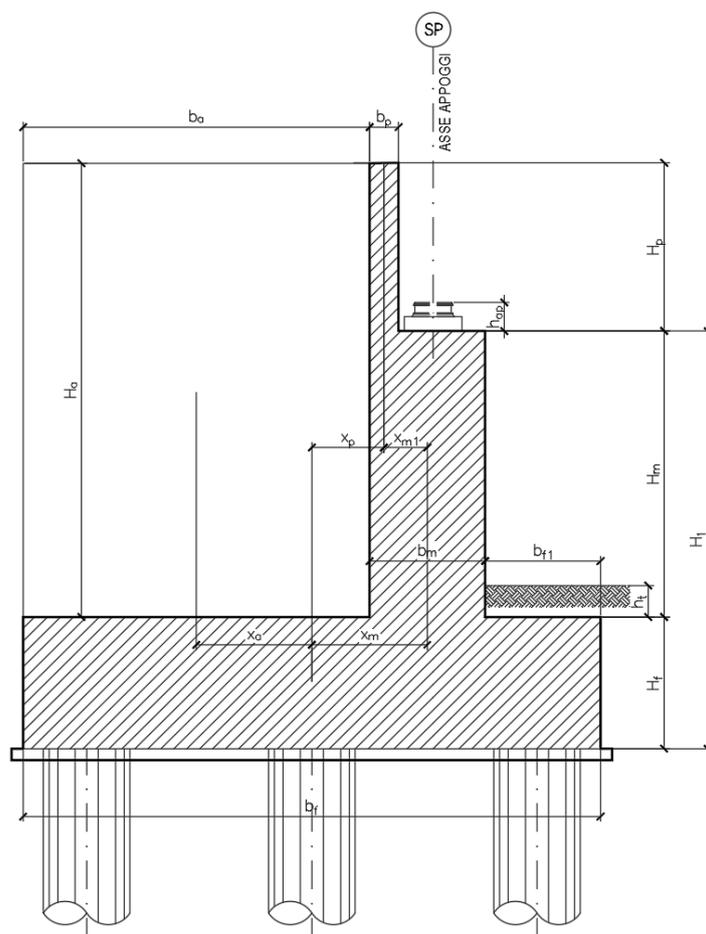


Figura 1 – Significato dei simboli: sezione tipologica

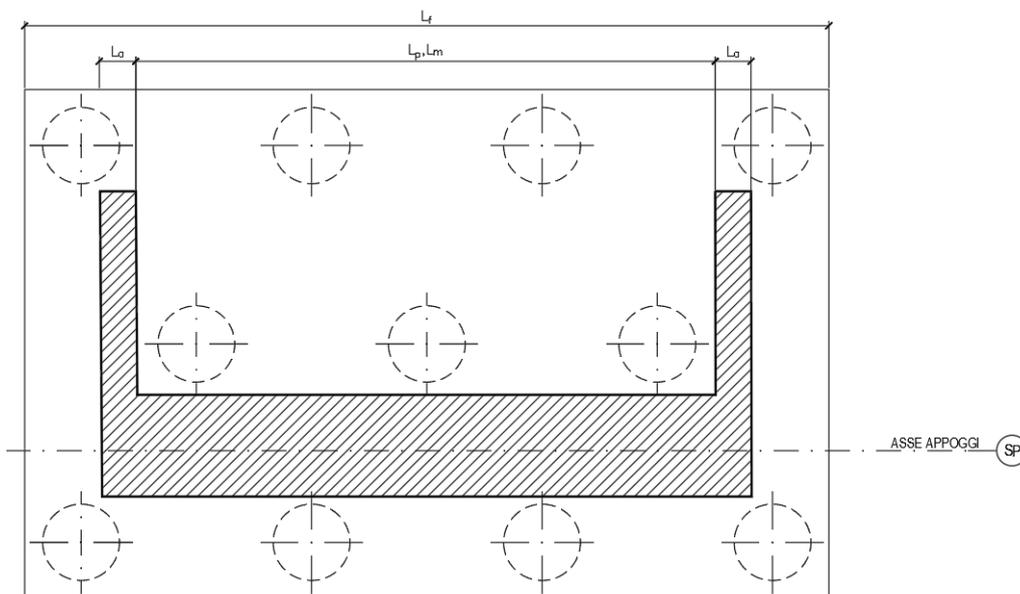


Figura 2 – Significato dei simboli: pianta tipologica

Generali			
Peso cls	γ_{cls}	25	kN/m ³
Peso terreno	γ_t	20	kN/m ³
Sovraccarico accidentale sul rilevato	q_{acc}	53.0	kN/m ²
Altezza appoggio + baggiolo	h_{sp}	0.45	m
Distanza piano appoggi-intradosso plinto	H_1	7.94	m
Paraghiaia			
Altezza	H_p	4.07	m
Lunghezza lungo asse X	b_p	0.5	m
Lunghezza lungo asse Y	L_p	11.30	m
Distanza tra i muri andatori dir. Y		11.30	m
Coordinata X del baricentro rispetto fondazione	x_p	1.30	m
Muro frontale			
Altezza	H_m	5.49	m
Lunghezza lungo asse X	b_m	2.70	m
Lunghezza lungo asse Y	L_m	11.30	m
Coordinata X del baricentro rispetto fondazione	x_m	1.90	m
Coordinata X del baricentro rispetto paraghiaia	x_{m1}	-0.60	m
Distanza asse baggioli- asse muro frontale		0.84	m
Plinto			
Altezza	H_f	2.00	m
Lunghezza lungo asse X	b_f	11.50	m
Lunghezza lungo asse Y	L_f	16.00	m
Mensola anteriore plinto	b_{f1}	2.50	m
Spessore ricoprimento medio	h_t	1.00	m
Distanza asse baggioli - baricentro plinto		2.74	m
Muro andatore			
Altezza	H_a	9.56	m
Lunghezza di un singolo muro lungo asse Y	L_a	1.20	m
Lunghezza di un singolo muro lungo asse X	b_a	6.30	m
Coordinata X del baricentro rispetto fondazione	x_a	-2.60	m
Terreno			
Angolo d'attrito interno (φ)		35	°
Coefficiente per il calcolo della spinta a riposo		▼	$K_0 = 0.426$
Sisma			
S_s		1.720	
a_g		0.170	
Coefficiente riduttivo		1.00	
Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.292	
Mononobe e Okabe	K_{AE}	0.519	
Coefficiente per sisma verticale	k_v	0.146	

Tabella 2 – Dati di input

4.6 Analisi dei carichi

4.6.1 Peso proprio elementi strutturali

➤ Peso proprio strutture

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

Impalcato			
N° Binari		2	
Lunghezza	L	40	m
Peso Proprio	G1	210	kN/m
Permanenti portati	G2	185	kN/m
Ballast	G2	0	kN/m
n° totale appoggi sulla spalla	n	4	
Reazione appoggio i = (G1*L/2)/n	Ri	1050.0	kN
Reazione appoggio i = (G2*L/2)/n	Ri	925.0	kN
Reazione appoggio i = (G2*L/2)/n (ballast)	Ri	0	kN

4.6.2 Carichi trasmessi dall'impalcato

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

	R1	R2	Lø	α	ø3
LM71	2137	1616	38	1.1	1.000
SW/0	2242	1749	38	1.1	1.000
SW/2	2710	2241	38	1	1.000

Che ripartiti con il metodo Courbon sul singolo appoggio forniscono i risultati in tabella seguente.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
RS3E 50 D 09 CL VI 18 04 001 A 20 di 68

Appoggio	A			B			C			D			biz
	FZ	FX	FY										
Descrizione carico	[kN]	[m]											
Peso proprio g1	1050			1050			1050			1050			0.00
Permanenti G2	925			925			925			925			0.00
Ballast													0.00
Comb. Nmax Qv	1345			1311			1277			1243			0.00
Comb. Nmax Q frenatura		454			454			454			454		3.85
Comb. Nmax Q centrifuga													0.00
Comb. Nmax Q serpeggio			0			53			53			0	3.85
Comb. MTmax Qv	1247			867			488			108			0.00
Comb. MTmax Q frenatura		289			289			289			289		3.85
Comb. MTmax Q centrifuga													0.00
Comb. MTmax Q serpeggio			0			25			25			0	3.85
Comb. MLmax Qv	1345			1311			1277			1243			0.00
Comb. MLmax Q frenatura		454			454			454			454		3.85
Comb. MLmax Q centrifuga													0.00
Comb. MLmax Q serpeggio			0			53			53			0	3.85
Vento Ponte Scarico			0			202			202			0	3.60
Vento Ponte Carico			0			244			244				3.90
Attrito permanente		59	59		59	59		59	59		59	59	0.00
Attrito carichi mobili		40	40		39	39		38	38		37	37	0.00
Sisma longitudinale		1312			1308			1304			1300		3.00
Sisma trasversale			656			654			652			650	3.00
Sisma verticale	328			327			326			325			0.00

4.6.3 Azione del Vento

Azione del Vento - generale - NTC e EC 1-1-4:2005

Condizione (ponte carico o scarico)		scarico	carico	
Altitudine sul livello del mare	as	250	250	m
Zona	Z	4	4	
Parametri	Vb,0	28	28	m/s
Parametri	ao	500	500	m
Parametri	ks	0.36	0.36	1/s
Velocità di riferimento (Tr=50anni)	$vb=vb0 * (1+ks(as/ao-1))$	28	28	m/s
Periodo di ritorno considerato	TR	112.5	112.5	anni
	αR	1.05	1.05	
Velocità di riferimento	Vb(TR)	29.28	29.28	m/s
Densità dell'aria	ρ	1.25	1.25	kg/mc
Pressione cinetica di riferimento	$qb=0.5*\rho*vb^2$	0.54	0.54	kN/mq
Classe di rugosità del terreno		D	D	
Distanza dalla costa		>10	>10	km
Altitudine sul livello del mare		<750	<750	m
Categoria di esposizione del sito	Cat	II	II	

Vento su impalcato

Parametri	kr	0.19	0.19	
Parametri	z0	0.05	0.05	m
Parametri	zmin	4	4	m
Altezza di riferimento per l'impalcato (EC punto 8.3.1(6))	z	17.1	17.1	m
Coefficiente di topografia	ct	1	1	
Coefficiente di esposizione (z)	ce(z)	2.70	2.70	
Larghezza impalcato	b	9.7	9.7	m
Altezza impalcato	h1	3.2	3.9	m
Altezza treno o parapetto	h2	1.5	4	m
Altezza totale impalcato (comprese le barriere o treno)	dtot	4.7	7.9	m
Rapporto di forma	b/dtot	2.06	1.23	
Coefficiente di forza (figura 8.3 EC)	cfx	1.88	2.13	

Riepilogo

Pressione cinetica di riferimento	qb	0.54	0.54	kN/mq
Coefficiente di esposizione	ce	2.70	2.70	
Coefficiente di forza	cfx	1.88	2.13	
Altezza di riferimento (EC punto 8.3.1 (4) e (5))	d	4.7	7.9	m
Forza statica equivalente a m/l	f=prodotto	12.8	24.4	kN/m
Pressione statica equivalente	p=f/d	2.72	3.09	kN/mq
Pressione statica equivalente (minima considerata)	pmin	1.5	1.5	kN/mq
Forza statica equivalente a m/l considerata	f	12.8	24.4	kN/m

Vento impalcato a ponte scarico

Forza statica equivalente	f	12.8		kN/m
Luce impalcato	L	40		m
Forza trasversale al piano appoggi	FT=f*L/2	256		kN/m

Vento impalcato a ponte carico

Forza statica equivalente	f	24.4		kN/m
Luce impalcato	L	40		m
Forza trasversale al piano appoggi	FT=f*L/2	488		kN/m

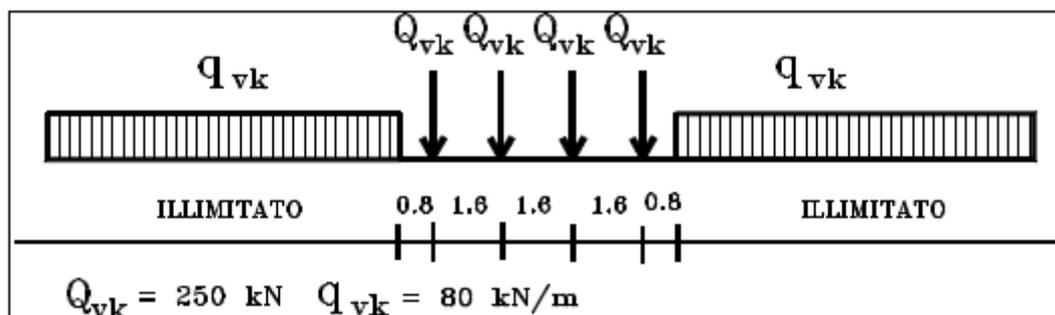
4.6.4 Carichi da traffico verticali

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

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

➤ Modello di carico LM71

Sia le istruzioni RFI che le NTC 2008 (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

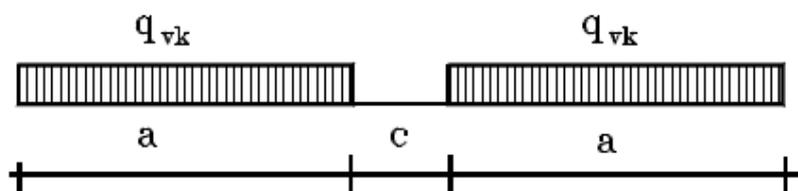
Carichi concentrati: quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1,60 m;

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

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

➤ Modello di carico SW/2

Sia le istruzioni RFI che le NTC 2008 (par. 5.2.2.2.1.2), definiscono questo modello di carico tramite solo carichi distribuiti.



Treno di carico SW

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.

Le azioni di entrambi i modelli dovranno essere moltiplicate per un coefficiente di adattamento definito dalla seguente tabella (tab. 2.5.1.4.1.1 - RFI DTC SI PS MA IFS 001 A).

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE " α "
LM71	1,10
SW/0	1,10
SW/2	1,00

4.6.5 Effetti dinamici

Per la definizione del coefficiente dinamico si segue quanto contenuto nel par.5.2.2.2.3 del DM 14.1.2008 che per l'opera in esame riporta:

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

4.6.6 Carichi da traffico orizzontali

Frenatura		
L	40	m
L _{calc}	40	per Treno LM 71
	30	per Treno SW/0
	33	per SW/2
Q _{lb,k}	880	per Treno LM 71
Q _{lb,k}	660	per Treno SW/0
Q _{lb,k}	1155	per SW/2
Q _{lb,k} (filtrata) per Treno LM 71	880	kN
Q _{lb,k} (filtrata) per Treno SW/0	660	kN
Q _{lb,k} (filtrata) per SW/2	1155	kN

Avviamento		
L	40	m
L _{calc}	40	per Treno LM 71
	30	per Treno SW/0
	33	per SW/2
Q _{la,k}	1452	per Treno LM 71
Q _{la,k}	1089	per Treno SW/0
Q _{la,k}	1089	per SW/2
Q _{la,k} (filtrata) per Treno LM 71	1000	kN
Q _{la,k} (filtrata) per Treno SW/0	1000	kN
Q _{la,k} (filtrata) per SW/2	1000	kN

Serpeggio		
FT=100kN /2	50	kN*m
<u>Treno LM 71</u>		
α	1.1	
FT* α	55	kN
<u>Treno SW/0</u>		
α	1.1	
FT* α	55	kN
<u>Treno SW/2</u>		
α	1	
FT* α	50	kN

4.6.7 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:

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

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

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

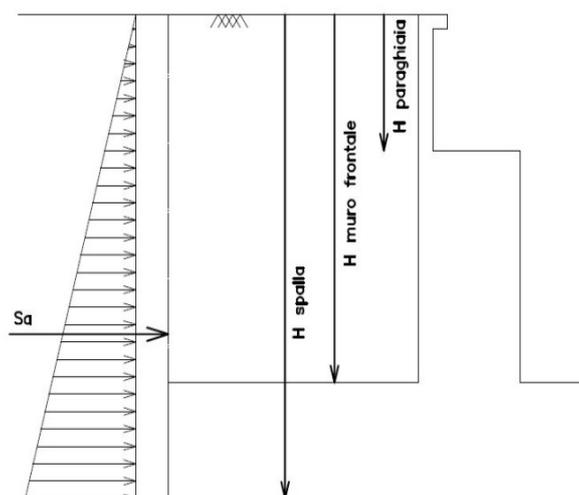


Fig. 1 Spinta statica terreno di rinterro

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

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3 \qquad \varphi' = 35^\circ \qquad c' = 0$$

4.6.8 Sovraccarico sul terrapieno

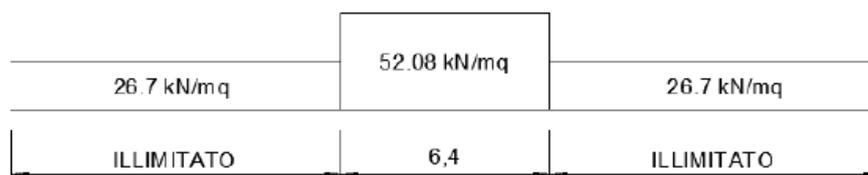
Nell'analisi delle azioni è stato inoltre considerato il contributo, in termini di sovraccarico verticale in fondazione e di spinta, del sovraccarico accidentale eventualmente presente a tergo spalla.

$$q = 53 \text{ kN/m}^2$$

$$S_q = 53 * 0.426 = 22.58 \text{ kN/m}^2$$

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:



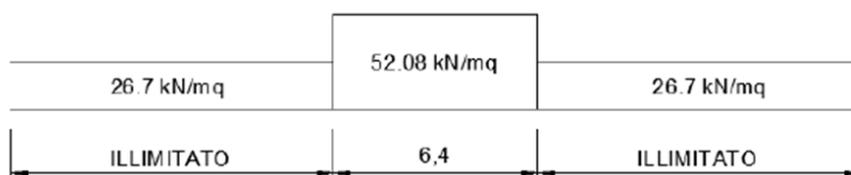
A tali carichi si deve applicare il coefficiente α relativo alle categorie S.T.I. come indicato nella tabella 11 di seguito riportata:

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 è 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:



4.6.9 Spinta del sovraccarico accidentale condizioni statiche

In aggiunta in condizioni statiche si considera un sovraccarico accidentale pari a $Q = 53 \text{ kN/m}^2$ gravante sulla spalla e sul cuneo di spinta a tergo di essa

La presenza del sovraccarico Q genera una spinta pari a:

$$S_q = Q \cdot H \cdot K_o$$

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

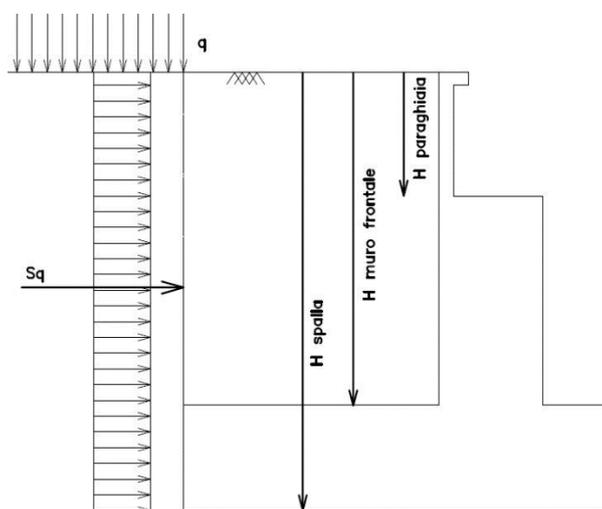


Fig. 2 : Spinta statica sovraccarico accidentale

4.6.10 Azione sismica

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. 14 gennaio 2008 e relativa circolare applicativa.

➤ 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:

Forza sismica orizzontale $F_h = k_h W$

Forza sismica verticale $F_v = k_v W$

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.

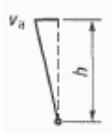
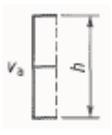
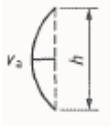
Con riferimento al valore da assegnare al coefficiente β_m , si è fatto riferimento alle indicazioni di cui alla Tabella 7.1.II riportata nella stessa sezione della norma, tenendo tuttavia conto della specifica che prescrive, nel caso di muri che non siano in grado di subire spostamenti (quale è il caso delle spalle del viadotto in questione che in virtù della elevata rigidità sia del sistema di fondazione che della parte in elevazione, è interessata da spostamenti trascurabili durante l'evento sismico) un valore del coefficiente β_m pari ad 1.0.

Assumendo tale valore si considera che, cautelativamente, il terreno di riempimento è rigidamente connesso alla spalla e non subisce deformazioni o movimenti relativi rispetto ad essa.

➤ Sovraspinta sismica del terreno

Per il calcolo della spinta del terreno sulle opere di sostegno, occorre tenere presente che la mobilitazione della spinta attiva avviene per spostamenti di entità contenuta, come si evince dalla seguente tabella desunta dall'EC7 - Parte 1 - Annesso C (C.3 "Movements to mobilise limit earth pressures):

Table C.1 — Ratios v_a/h

Kind of wall movement	v_a/h loose soil %	v_a/h dense soil %
a) 	0,4 to 0,5	0,1 to 0,2
b) 	0,2	0,05 to 0,1
c) 	0,8 to 1,0	0,2 to 0,5
d) 	0,4 to 0,5	0,1 to 0,2

where:
 v_a is the wall motion to mobilise active earth pressure
 h is the height of the wall

In condizioni sismiche, l'entità degli spostamenti dipende principalmente dall'intensità dell'azione sismica e dalla rigidità del sistema pali-terreno; pertanto, la possibilità di ammettere la mobilitazione della spinta attiva è subordinata alla valutazione degli spostamenti dell'opera e potrà essere valutata caso per caso. Cautelativamente, la valutazione degli spostamenti, da effettuarsi calcolando le spinte come somma della spinta attiva in condizioni statiche e dell'incremento di spinta attiva in condizioni sismiche, sarà riferita alla base dell'opera (i.e. alla sommità della palificata) e il confronto con i valori di riferimento per la mobilitazione della spinta attiva sarà effettuato in accordo con lo schema b) della tabella estratta dall'EC7 per terreni addensati (rilevati stradali e ferroviari). L'altezza h rispetto alla quale effettuare la verifica corrisponde all'altezza totale dell'opera su cui agisce la spinta del terreno, comprensiva dello spessore della fondazione.

Qualora, a seguito della verifica dell'entità degli spostamenti, non ricorressero le condizioni di spinta attiva, si procederà al calcolo delle spinte considerando la somma della spinta statica a riposo e dell'incremento di spinta sismica valutata con la teoria di Wood, secondo le indicazioni contenute nell'EC8 – Parte 5 – Annesso E (E.9 “Force due to earth pressure for rigid structures”):

$$\Delta S_S = (a_{\max}/g) \cdot \gamma \cdot H^2$$

Tale risultante è applicata ad un'altezza pari ad H/2.

Qualora, a seguito della verifica dell'entità degli spostamenti, ricorressero le condizioni di spinta attiva, si confermerà la correttezza dell'ipotesi di calcolo delle spinte come somma della spinta attiva in condizioni statiche e dell'incremento di spinta attiva in condizioni sismiche.

Per la valutazione del coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche si farà in generale riferimento alla formulazione di Muller – Breslau:

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

ϕ = angolo di attrito interno del terreno
 α = inclinazione del paramento di monte rispetto alla verticale
 β = inclinazione del pendio di monte rispetto al piano orizzontale
 δ = angolo di attrito terra-muro

Per la valutazione del coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche si farà riferimento alla formulazione di Mononobe-Okabe:

$$k_a = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta + \alpha + \vartheta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \vartheta)}{\cos(\delta + \alpha + \vartheta) \cdot \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2} \quad \text{se } \beta \leq \phi - \theta$$

$$k_a = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta + \alpha + \vartheta)} \quad \text{se } \beta > \phi - \theta$$

dove θ = angolo sismico, definito secondo la seguente espressione (in assenza di falda) in funzione dei coefficienti sismici k_h e k_v :

$$\tan \theta = k_h / (1 \pm k_v)$$

Nella determinazione dei coefficienti sismici k_h e k_v , per le spalle di ponti e viadotti ferroviari fondate su pali si porrà $\beta_m = 1$ in accordo con l'EC8-5.

Le forze di inerzia agenti sulla massa della struttura e del terreno presente sulla sua fondazione saranno valutate applicando l'accelerazione massima al suolo a_g .

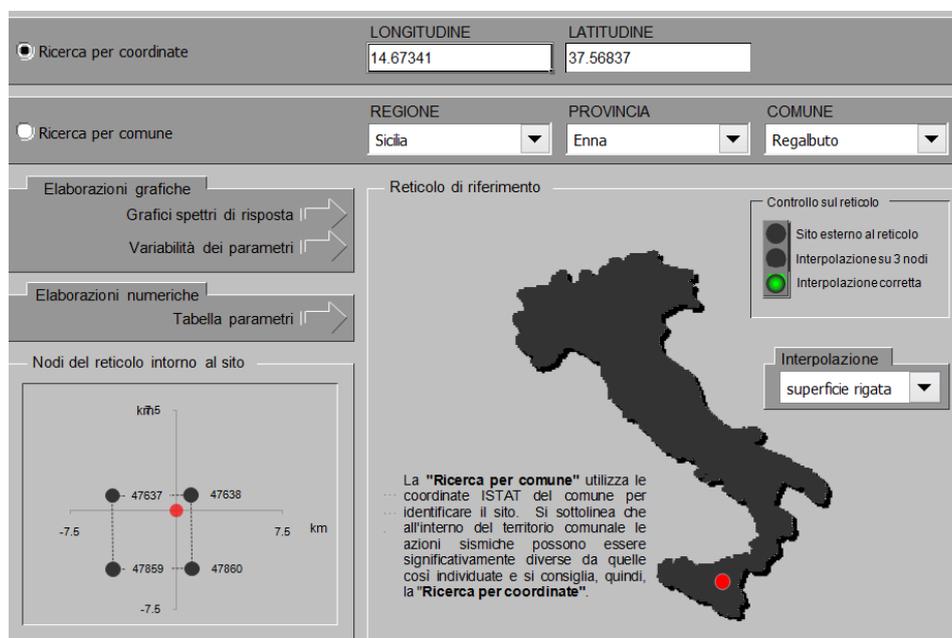
La spinta totale di progetto E_d esercitata dal terrapieno ed agente sull'opera di sostegno in condizioni sismiche è dunque data dalla somma della spinta a riposo, della spinta sismica e della spinta statica data dal sovraccarico accidentale combinata al 20% così come riportato nella Tabella 5.2.V delle NTC2008.

$$E_d = S_{stat} + 0.2 \cdot S_q + \Delta S_s$$

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

➤ Valori di progetto

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



LONGITUDINE: 14.67341
 LATITUDINE: 37.56837

REGIONE: Sicilia
 PROVINCIA: Enna
 COMUNE: Regalbuto

Elaborazioni grafiche:
 Grafici spettri di risposta
 Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche:
 Tabella parametri

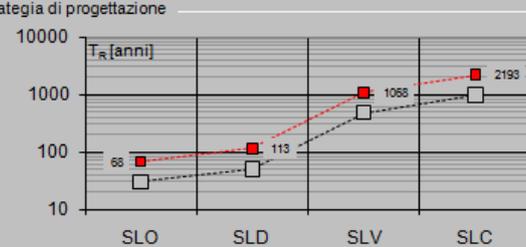
Nodi del reticolo intorno al sito

Controllo sul reticolo:
 ● Sito esterno al reticolo
 ● Interpolazione su 3 nodi
 ● Interpolazione corretta

Interpolazione:
 superficie rigata

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".

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

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N	<input type="text" value="75"/>	info				
Coefficiente d'uso della costruzione - c_U	<input type="text" value="1.5"/>	info				
Valori di progetto						
Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R	<input type="text" value="112.5"/>	info				
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R		info				
Stati limite di esercizio - SLE	<table border="1"> <tr> <td>SLO - $P_{VR} = 81\%$</td> <td><input type="text" value="68"/></td> </tr> <tr> <td>SLD - $P_{VR} = 63\%$</td> <td><input type="text" value="113"/></td> </tr> </table>	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="68"/>	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="113"/>	
SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="68"/>					
SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="113"/>					
Stati limite ultimi - SLU	<table border="1"> <tr> <td>SLV - $P_{VR} = 10\%$</td> <td><input type="text" value="1068"/></td> </tr> <tr> <td>SLC - $P_{VR} = 5\%$</td> <td><input type="text" value="2193"/></td> </tr> </table>	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="1068"/>	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="2193"/>	
SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="1068"/>					
SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="2193"/>					
Elaborazioni						
Grafici parametri azione	<input type="checkbox"/>					
Grafici spettri di risposta	<input type="checkbox"/>					
Tabella parametrizzazione	<input type="checkbox"/>					
Strategia di progettazione						
						
LEGENDA GRAFICO ---□--- Strategia per costruzioni ordinarie■..... Strategia scelta						

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.170 g
F_0	2.511
T_C^*	0.529 s
S_S	1.444
C_C	1.296
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.444
η	1.000
T_B	0.228 s
T_C	0.685 s
T_D	2.280 s

Dalla risposta sismica locale risulta invece (estratto dalla relazione geotecnica allegata al progetto) un coefficiente S pari ad 1.72; verrà utilizzato tale valore del coefficiente S perché maggiore di quello di Normativa.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA PROGETTO DEFINITIVO VI18 (ex VI10) - Doppio Binario					
	RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 18 04 001	REV. A

4.6.11 Incremento di spinta del terrapieno

Avendo valutato preliminarmente l'entità dello spostamento della struttura in fase sismica, e ricorrendo le condizioni sovra descritte (EC7 - Parte 1 - Annesso C), l'incremento di spinta del terrapieno viene valutato secondo la teoria di [Mononobe-Okabe](#). (si veda relazione la [RS3E50D09RBVII803001A](#))

Mononobe e Okabe			
Inclinazione Paramento	α	90.0	
Angolo d'attrito interno	φ	35.0	°
Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.292	
Coefficiente per sisma verticale	k_v	0.146	
$\theta (+k_v)$		14.3	
$\theta (-k_v)$		18.9	
Mononobe e Okabe (+ k_v)	K_{AE}	0.439	
Mononobe e Okabe (- k_v)	K_{AE}	0.519	

4.6.12 Inerzie strutturali

Si valutano le inerzie legate alla massa degli elementi strutturali con la seguente formula:

$$F_i = k_h \cdot W_{str}$$

4.6.13 Calcolo delle sollecitazioni in testa pali

Le sollecitazioni agenti in testa palo 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.

4.6.14 Riepilogo risultati

Il foglio automatico, sulla base di calcoli sviluppati nei fogli successivi, restituisce, per ciascuna combinazione i risultati del controllo di verifica.

Per ciascuna combinazione vengono riassunti:

- Le sollecitazioni al livello del piano di fondazione in termini di sforzo normale N , forza orizzontale T e momento ribaltante M .
- Per i carichi sui pali in termini di N_{\max} , N_{\min} , T ed M .

➤ Fase statica

PARAGHIAIA

AZIONI SU SPALLA [kN,m]

cond statica

Descrizione carico		F _Z	F _X	F _Y	b _{ix}	b _{iy}	b _{iz}	M _x	M _y
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	g1	575			0.00	0.00	2.04	0	0
Rinterro	g3		798		0.00	0.00	1.36	0	1083
					0.00	0.00	4.07	0	0
Sovr. acc. sul rilevato			1039		0.00	0.00	2.04	0	2115

SPICCATO MURO FRONTALE

AZIONI SU SPALLA [kN,m]

cond statica

Descrizione carico		F _Z	F _X	F _Y	b _{ix}	b _{iy}	b _{iz}	M _x	M _y
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	g1	575	0	0	-0.60		7.53	0	-345
Muro frontale	g1	5077	0	0			2.75	0	0
Totale Permanenti		5652	0	0				0	-345
Rinterro	g3		5339	0			3.19	0	17014
Sovr. acc. sul rilevato			2441	0			4.78	0	11670

FONDAZIONE

AZIONI SU SPALLA [kN,m]

cond statica

Descrizione carico		F _Z	F _X	F _Y	b _{ix}	b _{iy}	b _{iz}	M _x	M _y
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	g1	575			1.30	0.00	9.53	0	747
Muro frontale	g1	5077			1.90	0.00	4.75	0	9646
Plinto	g1	9200			0.00	0.00	1.00	0	0
Muri andatori	g1	3614			-2.60	0.00	6.78	0	-9396
Totale Permanenti		18465						0	998
Rinterro	g3	13612			-2.60	0.00	6.78	0	-35390
Ricop. Plinto	g3	1214			2.60	0.00	2.50	0	3156
Sovr. acc. sul rilevato		3773			-2.60	0.00	11.56	0	-9810

* Il sovraccarico accidentale a tergo della spalla è da considerarsi presente in tutte le combinazioni

Rinterro	g3		7807		-2.60	0.00	3.85	0	30083
Sovr. acc. sul rilevato			2952		0.00	0.00	5.78	0	17064

➤ Fase sismica Mononobe-Okabe / k_a

PARAGHIAIA

AZIONI SU SPALLA [kN,m]

cond statica

Descrizione carico		F _Z	F _X	F _Y	b _{ix}	b _{iy}	b _{iz}	M _x	M _y
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	g1	575			0.00	0.00	2.04	0	0
Rinterro	g3		507		0.00	0.00	1.36	0	688
Sovr. acc. sul rilevato			661		0.00	0.00	2.04	0	1344

cond sismica x

Descrizione carico		F _Z	F _X	F _Y	b _{ix}	b _{iy}	b _{iz}	M _x	M _y
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	q6	0	168	0	0.00	0.00	2.04	0	342
Rinterro	Inerzia		1694				2.04	0	3448
	Sovrappinta		562				1.36	0	763
Rinterro [totale]			2257					0	4211
Sovr. acc. sul rilevato			661		0.00	0.00	2.04	0	1344
Totale generale			3085					0	5897

cond sismica y

Descrizione carico		F _Z	F _X	F _Y	b _{ix}	b _{iy}	b _{iz}	M _x	M _y
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	q6	0	0	168	0.00	0.00	2.04	342	0

cond sismica vert

Descrizione carico		F _Z	F _X	F _Y	b _{ix}	b _{iy}	b _{iz}	M _x	M _y
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	q6	84	0	0	0.00	0.00	2.04	0	0

SPICCATO MURO FRONTALE

AZIONI SU SPALLA [kN,m]

cond statica

Descrizione carico		F _Z	F _X	F _Y	b _{ix}	b _{iy}	b _{iz}	M _x	M _y
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	g1	575	0	0	-0.60		7.53	0	-345
Muro frontale	g1	5077	0	0			2.75	0	0
Totale Permanenti		5652	0	0				0	-345
Rinterro	g3		3393	0			3.19	0	10813
Sovr. acc. sul rilevato			1552	0			4.78	0	7416

cond sismica x

Descrizione carico		F _Z	F _X	F _Y	b _{ix}	b _{iy}	b _{iz}	M _x	M _y
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	q6		168		-0.60	0.00	7.53	0	1265
Muro frontale	q6		1484		0.00	0.00	2.75	0	4075
Rinterro	Inerzia		3980				4.78	0	19024
	Sovraspinta		3103				3.19	0	9888
Rinterro [totale]			7083					0	28912
Sovr. acc. sul rilevato			1552				4.78	0	7416
Totale generale			10287					0	41669

cond sismica y

Descrizione carico		F _Z	F _X	F _Y	b _{ix}	b _{iy}	b _{iz}	M _x	M _y
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	q6			168	-0.60	0.00	7.53	1265	0
Muro frontale	q6			1484	0.00	0.00	2.75	4075	0
Rinterro					0.00	0.00	0.00	0	0
Totale generale				1653				5340	0

cond sismica vert

Descrizione carico		F _Z	F _X	F _Y	b _{ix}	b _{iy}	b _{iz}	M _x	M _y
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	q6	84			-0.60	0.00	7.53	0	-50
Muro frontale	q6	742			0.00	0.00	2.75	0	0
Totale generale		826						0	-50

FONDAZIONE

AZIONI SU SPALLA [kN.m]

cond statica

Descrizione carico		F _Z	F _X	F _Y	b _{ix}	b _{iy}	b _{iz}	M _x	M _y
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	g1	575			1.30	0.00	9.53	0	747
Muro frontale	g1	5077			1.90	0.00	4.75	0	9646
Plinto	g1	9200			0.00	0.00	1.00	0	0
Muri andatori	g1	3614			-2.60	0.00	6.78	0	-9396
Totale Permanenti		18465						0	998
Rinterro	g3	13612			-2.60	0.00	6.78	0	-35390
Ricop. Plinto	g3	1214			2.60	0.00	2.50	0	3156
Sovr. acc. sul rilevato		3773			-2.60	0.00	11.56	0	-9810
* Il sovraccarico accidentale a tergo della spalla è da considerarsi presente in tutte le combinazioni									
Rinterro	g3		4961		-2.60	0.00	3.85	0	19117
Sovr. acc. sul rilevato			1876		0.00	0.00	5.78	0	10844

AZIONI SU SPALLA [kN.m]

cond sismica x

Descrizione carico		F _Z	F _X	F _Y	b _{ix}	b _{iy}	b _{iz}	M _x	M _y
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	q _s		168		1.30	0.00	9.53	0	1601
Muro frontale	q _s		1484		1.90	0.00	4.75	0	7044
Plinto	q _s		2690		0.00	0.00	1.00	0	2690
Muri andatori	q _s		1057		-2.60	0.00	6.78	0	7164
Rinterro	Inerzia		3980		-2.60	0.00	6.78	0	26984
	Sovrappinta		4537		-2.60	0.00	3.85	0	17483
Rinterro [totale]			8517				6.78	0	44467
Sovr. acc. sul rilevato			1876		-2.60		6.78	0	10844
Totale generale			15792						73810

cond sismica y

Descrizione carico		F _Z	F _X	F _Y	b _{ix}	b _{iy}	b _{iz}	M _x	M _y
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	q _s			168	1.30	0.00	9.53	1601	0
Muro frontale	q _s			1484	1.90	0.00	4.75	7044	0
Plinto	q _s			2690	0.00	0.00	1.00	2690	0
Muri andatori	q _s			1057	-2.60	0.00	6.78	7164	0
Rinterro	Inerzia			3980	0.00		6.78	26984	0
	Sovrappinta			306			3.85	1177	0
Rinterro [totale]				4286				28162	0
Sovr. acc. sul rilevato				1876	-2.60		11.56	21688	0
Totale generale				11561				68349	0

cond sismica vert

Descrizione carico		F _Z	F _X	F _Y	b _{ix}	b _{iy}	b _{iz}	M _x	M _y
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	q _s	84			1.30	0.00	9.53	0.00	109
Muro frontale	q _s	742			1.90	0.00	4.75	0.00	1410
Plinto	q _s	1345			0.00	0.00	1.00	0.00	0
Muri andatori	q _s	528			-2.60	0.00	6.78	0.00	-1374
Rinterro	q _s	1990			0.00	0.00	0.00	0.00	0
Ricop. Plinto	q _s	177			2.60	0.00	2.50	0.00	461
Totale generale		4867						0.00	607

4.7 Sollecitazioni

4.7.1 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.

**CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE
INTERNA ALLA BASE DEL PARAGHIAIA**

	Nz	Tx	Ty	Mx	My
A2 - SLU - N max gr.1	575	2337	0	0	4052
A2 - SLU - MT max gr.1	575	2337	0	0	4052
A2 - SLU - ML max gr.1	575	2337	0	0	4052
A2 - SLU - N max gr.3	575	2337	0	0	4052
A2 - SLU - MT max gr.3	575	2337	0	0	4052
A2 - SLU - ML max gr.3	575	2337	0	0	4052
A2 - SLU - Vento ponte scarico	575	1038	0	0	1408
A2 - SLU Gmin - N max gr.1	575	1299	0	0	2644
A2 - SLU Gmin - MT max gr.1	575	1299	0	0	2644
A2 - SLU Gmin - ML max gr.1	575	1299	0	0	2644
A2 - SLU Gmin - N max gr.3	575	1299	0	0	2644
A2 - SLU Gmin - MT max gr.3	575	1299	0	0	2644
A2 - SLU Gmin - ML max gr.3	575	1299	0	0	2644
A2 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	575	0	0	0	0
A1 - SLU - N max gr.1	776	2704	0	0	4691
A1 - SLU - MT max gr.1	776	2704	0	0	4691
A1 - SLU - ML max gr.1	776	2704	0	0	4691
A1 - SLU - N max gr.3	776	2704	0	0	4691
A1 - SLU - MT max gr.3	776	2704	0	0	4691
A1 - SLU - ML max gr.3	776	2704	0	0	4691
A1 - SLU - Vento ponte scarico	776	1197	0	0	1624
A1 - SLU Gmin - N max gr.1	575	1507	0	0	3067
A1 - SLU Gmin - MT max gr.1	575	1507	0	0	3067
A1 - SLU Gmin - ML max gr.1	575	1507	0	0	3067
A1 - SLU Gmin - N max gr.3	575	1507	0	0	3067
A1 - SLU Gmin - MT max gr.3	575	1507	0	0	3067
A1 - SLU Gmin - ML max gr.3	575	1507	0	0	3067
A1 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	575	0	0	0	0
SLE rara - N max gr.1	575	1838	0	0	3198
SLE rara - MT max gr.1	575	1838	0	0	3198
SLE rara - ML max gr.1	575	1838	0	0	3198
SLE rara - N max gr.3	575	1838	0	0	3198
SLE rara - MT max gr.3	575	1838	0	0	3198
SLE rara - ML max gr.3	575	1838	0	0	3198
SLE rara - Vento ponte scarico	575	1838	0	0	3198
SLE freq. - N max gr.1	575	1838	0	0	3198
SLE freq. - MT max gr.1	575	1838	0	0	3198
SLE freq. - ML max gr.1	575	1838	0	0	3198
SLE freq. - N max gr.3	575	1838	0	0	3198
SLE freq. - MT max gr.3	575	1838	0	0	3198
SLE freq. - ML max gr.3	575	1838	0	0	3198
SLE freq. - Vento ponte scarico	575	798	0	0	1083
SLE quasi permanente	575	798	0	0	1083
SLV - N max	659	1367	50	103	2323
SLV - MT max gr.1	600	1367	168	342	2323
SLV - ML max gr.1	600	3064	50	103	5510
SLV - MT max gr.3	550	1367	168	342	2323
SLV - ML max gr.3	550	3064	50	103	5510
SLV - N min	491	1367	50	103	2323

Tabella 3 – Sollecitazioni alla base del muro paraghiaia



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA
PROGETTO DEFINITIVO
VI18 (ex VI10) - Doppio Binario

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 18 04 001	A	41 di 68

4.7.2 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.

**CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE
INTERNA ALLA BASE DEL MURO FRONTALE**

	Nz	Tx	Ty	Mx	My
A2 - SLU - N max gr.1	21132	11559	944	8198	63037
A2 - SLU - MT max gr.1	18049	11146	874	13561	56409
A2 - SLU - ML max gr.1	21132	11559	944	8198	63037
A2 - SLU - N max gr.3	21132	12694	878	7550	74149
A2 - SLU - MT max gr.3	18049	11869	843	13255	63483
A2 - SLU - ML max gr.3	21132	12694	878	7550	74149
A2 - SLU - Vento ponte scarico	14662	7178	762	6418	30750
A2 - SLU Gmin - N max gr.1	16322	4618	944	8198	36878
A2 - SLU Gmin - MT max gr.1	13239	4205	874	13561	30250
A2 - SLU Gmin - ML max gr.1	16322	4618	944	8198	36878
A2 - SLU Gmin - N max gr.3	16322	5753	878	7550	47990
A2 - SLU Gmin - MT max gr.3	13239	4928	843	13255	37324
A2 - SLU Gmin - ML max gr.3	16322	5753	878	7550	47990
A2 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	9852	237	762	6418	4591
A1 - SLU - N max gr.1	26355	13411	1138	9755	73834
A1 - SLU - MT max gr.1	22779	12932	1057	15975	66146
A1 - SLU - ML max gr.1	26355	13411	1138	9755	73834
A1 - SLU - N max gr.3	26355	14729	1061	9002	86742
A1 - SLU - MT max gr.3	22779	13771	1021	15620	74363
A1 - SLU - ML max gr.3	26355	14729	1061	9002	86742
A1 - SLU - Vento ponte scarico	18850	8329	926	7682	36381
A1 - SLU Gmin - N max gr.1	17357	5402	1138	9755	42537
A1 - SLU Gmin - MT max gr.1	13781	4923	1057	15975	34849
A1 - SLU Gmin - ML max gr.1	17357	5402	1138	9755	42537
A1 - SLU Gmin - N max gr.3	17357	6720	1061	9002	55444
A1 - SLU Gmin - MT max gr.3	13781	5763	1021	15620	43065
A1 - SLU Gmin - ML max gr.3	17357	6720	1061	9002	55444
A1 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	9852	237	843	7189	4591
SLE rara - N max gr.1	18728	9081	791	6725	50543
SLE rara - MT max gr.1	16262	8751	735	11015	45241
SLE rara - ML max gr.1	18728	9081	791	6725	50543
SLE rara - N max gr.3	18728	9989	738	6206	59432
SLE rara - MT max gr.3	16262	9329	710	10770	50899
SLE rara - ML max gr.3	18728	9989	738	6206	59432
SLE rara - Vento ponte scarico	13552	8018	641	5262	36383
SLE freq. - N max gr.1	16657	8656	394	2869	44879
SLE freq. - MT max gr.1	15720	8604	401	6789	43469
SLE freq. - ML max gr.1	16657	8656	394	2869	44879
SLE freq. - N max gr.3	16657	9200	362	2558	50213
SLE freq. - MT max gr.3	15720	9067	381	6593	47996
SLE freq. - ML max gr.3	16657	9200	362	2558	50213
SLE freq. - Vento ponte scarico	13552	5576	439	3335	24713
SLE quasi permanente	13552	5576	237	1408	24713
SLV - N max	16720	8404	1450	9814	49237
SLV - MT max gr.1	14734	8272	4425	30750	46798
SLV - ML max gr.1	15227	18177	1450	9804	105181
SLV - MT max gr.3	13454	8272	4425	30742	46170
SLV - ML max gr.3	13947	18177	1450	9796	104553
SLV - N min	12454	8404	1450	9786	47144

Tabella 4 – Sollecitazioni alla base del muro frontale

Le sollecitazioni in direzione trasversale risultano trascurabili rispetto a quelle in direzione longitudinale, tenuto anche conto della geometria della sezione del muro frontale.



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA
PROGETTO DEFINITIVO
VI18 (ex VI10) - Doppio Binario

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 18 04 001	A	43 di 68

4.7.3 *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.

**CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE
INTERNA INTRADOSSO FONDAZIONE**

	Nz	Tx	Ty	Mx	My
A2 - SLU - N max gr.1	57935	15405	944	10087	66489
A2 - SLU - MT max gr.1	54852	14993	874	15310	53179
A2 - SLU - ML max gr.1	57935	15405	944	10087	66489
A2 - SLU - N max gr.3	57935	16540	878	9306	79870
A2 - SLU - MT max gr.3	54852	15715	843	14941	61698
A2 - SLU - ML max gr.3	57935	16540	878	9306	79870
A2 - SLU - Vento ponte scarico	46749	10386	762	7943	24771
A2 - SLU Gmin - N max gr.1	33852	5256	944	10087	56106
A2 - SLU Gmin - MT max gr.1	30769	4844	874	15310	42796
A2 - SLU Gmin - ML max gr.1	33852	5256	944	10087	56106
A2 - SLU Gmin - N max gr.3	33852	6391	878	9306	69487
A2 - SLU Gmin - MT max gr.3	30769	5566	843	14941	51315
A2 - SLU Gmin - ML max gr.3	33852	6391	878	9306	69487
A2 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	22665	237	762	7943	14388
A1 - SLU - N max gr.1	71363	17853	1138	12031	79797
A1 - SLU - MT max gr.1	67787	17374	1057	18089	64358
A1 - SLU - ML max gr.1	71363	17853	1138	12031	79797
A1 - SLU - N max gr.3	71363	19171	1061	11125	95341
A1 - SLU - MT max gr.3	67787	18214	1021	17662	74253
A1 - SLU - ML max gr.3	71363	19171	1061	11125	95341
A1 - SLU - Vento ponte scarico	58387	12030	926	9534	31404
A1 - SLU Gmin - N max gr.1	35642	6142	1138	12031	63439
A1 - SLU Gmin - MT max gr.1	32066	5664	1057	18089	48000
A1 - SLU Gmin - ML max gr.1	35642	6142	1138	12031	63439
A1 - SLU Gmin - N max gr.3	35642	7461	1061	11125	78983
A1 - SLU Gmin - MT max gr.3	32066	6503	1021	17662	57895
A1 - SLU Gmin - ML max gr.3	35642	7461	1061	11125	78983
A1 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	22665	237	843	8875	14388
SLE rara - N max gr.1	50140	12059	791	8307	55749
SLE rara - MT max gr.1	47674	11729	735	12485	45102
SLE rara - ML max gr.1	50140	12059	791	8307	55749
SLE rara - N max gr.3	50140	12967	738	7682	66454
SLE rara - MT max gr.3	47674	12307	710	12191	51916
SLE rara - ML max gr.3	50140	12967	738	7682	66454
SLE rara - Vento ponte scarico	44964	10996	641	6544	29629
SLE freq. - N max gr.1	48070	11634	394	3657	45301
SLE freq. - MT max gr.1	47132	11583	401	7591	42007
SLE freq. - ML max gr.1	48070	11634	394	3657	45301
SLE freq. - N max gr.3	48070	12179	362	3282	51724
SLE freq. - MT max gr.3	47132	12045	381	7355	47459
SLE freq. - ML max gr.3	48070	12179	362	3282	51724
SLE freq. - Vento ponte scarico	41191	8044	439	4213	22375
SLE quasi permanente	41191	8044	237	1882	22375
SLV - N max	49154	11592	3973	25421	58266
SLV - MT max gr.1	44340	11460	12832	81953	52428
SLV - ML max gr.1	44833	24991	3973	25411	139427
SLV - MT max gr.3	40636	11460	12832	81945	49916
SLV - ML max gr.3	41129	24991	3973	25403	136915
SLV - N min	36807	11592	3973	25393	49893

Tabella 5 – Sollecitazioni ad intradosso del baricentro fondazione

4.8 Pali di fondazione

Le sollecitazioni risultanti sono riportati nelle seguenti tabelle:

SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA								
C.C.	N	T _x	T _y	M _x	M _y	N _{max/palo}	N _{min/palo}	T _{/palo}
n°	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN
AI - SLU - N max gr.1	71363	17853	1138	12031	79797	8431	3463	1491
AI - SLU - MT max gr.1	67787	17374	1057	18089	64358	7839	3459	1451
AI - SLU - ML max gr.1	71363	17853	1138	12031	79797	8431	3463	1491
AI - SLU - N max gr.3	71363	19171	1061	11125	95341	8842	3051	1600
AI - SLU - MT max gr.3	67787	18214	1021	17662	74253	8104	3194	1520
AI - SLU - ML max gr.3	71363	19171	1061	11125	95341	8842	3051	1600
AI - SLU - Vento ponte scarico	58387	12030	926	9534	31404	5950	3781	1005
AI - SLU Gmin - N max gr.1	35642	6142	1138	12031	63439	5000	941	521
AI - SLU Gmin - MT max gr.1	32066	5664	1057	18089	48000	4407	937	480
AI - SLU Gmin - ML max gr.1	35642	6142	1138	12031	63439	5000	941	521
AI - SLU Gmin - N max gr.3	35642	7461	1061	11125	78983	5411	529	628
AI - SLU Gmin - MT max gr.3	32066	6503	1021	17662	57895	4673	671	549
AI - SLU Gmin - ML max gr.3	35642	7461	1061	11125	78983	5411	529	628
AI - SLU Gmin - Vento ponte scarico	22665	237	843	8875	14388	2486	1292	73

Tabella 6 – Sollecitazioni massime sul singolo palo C.C. SLU

SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA								
C.C.	N	T _x	T _y	M _x	M _y	N _{max/palo}	N _{min/palo}	T _{/palo}
n°	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN
SLV - N max	49154	11592	3973	25421	58266	6280	1913	1021
SLV - MT max gr.1	44340	11460	12832	81953	52428	6972	417	1434
SLV - ML max gr.1	44833	24991	3973	25411	139427	8174	-702	2109
SLV - MT max gr.3	40636	11460	12832	81945	49916	6594	179	1434
SLV - ML max gr.3	41129	24991	3973	25403	136915	7795	-940	2109
SLV - N min	36807	11592	3973	25393	49893	5017	1117	1021

Tabella 7 – Sollecitazioni massime sul singolo palo C.C. SLV

SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA								
C.C.	N	T _x	T _y	M _x	M _y	N _{max/palo}	N _{min/palo}	T _{/palo}
n°	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN
SLE rara - N max gr.1	50140	12059	791	8307	55749	6579	2002	1007
SLE rara - MT max gr.1	47674	11729	735	12485	45102	6148	2134	979
SLE rara - ML max gr.1	50140	12059	791	8307	55749	6579	2002	1007
SLE rara - N max gr.3	50140	12967	738	7682	66454	6950	1614	1082
SLE rara - MT max gr.3	47674	12307	710	12191	51916	6388	1886	1027
SLE rara - ML max gr.3	50140	12967	738	7682	66454	6950	1614	1082
SLE rara - Vento ponte scarico	44964	10996	641	6544	29629	5109	2562	918

Tabella 8 – Sollecitazioni massime sul singolo palo C.C. SLE

4.9 Verifiche degli elementi strutturali

Per tutti gli elementi strutturali della spalla (muro frontale, muro paraghiaia, ...) 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, frequenti e quasi permanenti (SLE)
- verifiche a fessurazione per le combinazioni rara (SLE)

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DEL PARAGHIAIA

			Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]
SLU GEO	Nz,A _{max}	A2 - SLU - N max gr.1	575	2337	0	0	4052
	Tx,A _{max}	A2 - SLU - N max gr.1	575	2337	0	0	4052
	Ty,A _{max}	A2 - SLU - N max gr.1	575	2337	0	0	4052
	Mxx _{max}	A2 - SLU - N max gr.1	575	2337	0	0	4052
	Myy _{max}	A2 - SLU - N max gr.1	575	2337	0	0	4052
SLU STR	Nz,A _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	776	2704	0	0	4691
	Tx,A _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	776	2704	0	0	4691
	Ty,A _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	776	2704	0	0	4691
	Mxx _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	776	2704	0	0	4691
	Myy _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	776	2704	0	0	4691
SLE RARA	Nz,A _{max}	SLE rara - N max gr.1	575	1838	0	0	3198
	Tx,A _{max}	SLE rara - N max gr.1	575	1838	0	0	3198
	Ty,A _{max}	SLE rara - N max gr.1	575	1838	0	0	3198
	Mxx _{max}	SLE rara - N max gr.1	575	1838	0	0	3198
	Myy _{max}	SLE rara - N max gr.1	575	1838	0	0	3198
SLE FREQUENTE	Nz,A _{max}	SLE freq. - N max gr.1	575	1838	0	0	3198
	Tx,A _{max}	SLE freq. - N max gr.1	575	1838	0	0	3198
	Ty,A _{max}	SLE freq. - N max gr.1	575	1838	0	0	3198
	Mxx _{max}	SLE freq. - N max gr.1	575	1838	0	0	3198
	Myy _{max}	SLE freq. - N max gr.1	575	1838	0	0	3198
SLE Q.P.		SLE quasi permanente	575	798	0	0	1083
SLV	Nz,A _{max}	SLV - N max	659	1367	50	103	2323
	Tx,A _{max}	SLV - ML max gr.1	600	3064	50	103	5510
	Ty,A _{max}	SLV - MT max gr.1	600	1367	168	342	2323
	Mxx _{max}	SLV - MT max gr.1	600	1367	168	342	2323
	Myy _{max}	SLV - ML max gr.1	600	3064	50	103	5510

**CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE
INTERNA ALLA BASE DEL MURO FRONTALE**

		Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]	
SLU GEO	Nz,A _{max}	A2 - SLU - N max gr.1	21132	11559	944	8198	63037
	Tx,A _{max}	A2 - SLU - N max gr.3	21132	12694	878	7550	74149
	Ty,A _{max}	A2 - SLU - N max gr.1	21132	11559	944	8198	63037
	Mxx _{max}	A2 - SLU - MT max gr.1	18049	11146	874	13561	56409
	Myy _{max}	A2 - SLU - N max gr.3	21132	12694	878	7550	74149
SLU STR	Nz,A _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	26355	13411	1138	9755	73834
	Tx,A _{max}	A1 - SLU - N max gr.3	26355	14729	1061	9002	86742
	Ty,A _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	26355	13411	1138	9755	73834
	Mxx _{max}	A1 - SLU - MT max gr.1	22779	12932	1057	15975	66146
	Myy _{max}	A1 - SLU - N max gr.3	26355	14729	1061	9002	86742
SLE RARA	Nz,A _{max}	SLE rara - N max gr.1	18728	9081	791	6725	50543
	Tx,A _{max}	SLE rara - N max gr.3	18728	9989	738	6206	59432
	Ty,A _{max}	SLE rara - N max gr.1	18728	9081	791	6725	50543
	Mxx _{max}	SLE rara - MT max gr.1	16262	8751	735	11015	45241
	Myy _{max}	SLE rara - N max gr.3	18728	9989	738	6206	59432
SLE FREQUENTE	Nz,A _{max}	SLE freq.- N max gr.1	16657	8656	394	2869	44879
	Tx,A _{max}	SLE freq.- N max gr.3	16657	9200	362	2558	50213
	Ty,A _{max}	SLE freq.- Vento ponte scarico	13552	5576	439	3335	24713
	Mxx _{max}	SLE freq.- MT max gr.1	15720	8604	401	6789	43469
	Myy _{max}	SLE freq.- N max gr.3	16657	9200	362	2558	50213
SLE Q.P.		SLE quasi permanente	13552	5576	237	1408	24713
SLV	Nz,A _{max}	SLV - N max	16720	8404	1450	9814	49237
	Tx,A _{max}	SLV - ML max gr.1	15227	18177	1450	9804	105181
	Ty,A _{max}	SLV - MT max gr.1	14734	8272	4425	30750	46798
	Mxx _{max}	SLV - MT max gr.1	14734	8272	4425	30750	46798
	Myy _{max}	SLV - ML max gr.1	15227	18177	1450	9804	105181

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 18 04 001	A	48 di 68

**CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE
INTERNA INTRADOSSO FONDAZIONE**

			Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]
SLU GEO	Nz,A _{max}	A2 - SLU - N max gr.1	57935	15405	944	10087	66489
	Tx,A _{max}	A2 - SLU - N max gr.3	57935	16540	878	9306	79870
	Ty,A _{max}	A2 - SLU - N max gr.1	57935	15405	944	10087	66489
	Mxx _{max}	A2 - SLU - MT max gr.1	54852	14993	874	15310	53179
	Myy _{max}	A2 - SLU - N max gr.3	57935	16540	878	9306	79870
SLU STR	Nz,A _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	71363	17853	1138	12031	79797
	Tx,A _{max}	A1 - SLU - N max gr.3	71363	19171	1061	11125	95341
	Ty,A _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	71363	17853	1138	12031	79797
	Mxx _{max}	A1 - SLU - MT max gr.1	67787	17374	1057	18089	64358
	Myy _{max}	A1 - SLU - N max gr.3	71363	19171	1061	11125	95341
SLE RARA	Nz,A _{max}	SLE rara - N max gr.1	50140	12059	791	8307	55749
	Tx,A _{max}	SLE rara - N max gr.3	50140	12967	738	7682	66454
	Ty,A _{max}	SLE rara - N max gr.1	50140	12059	791	8307	55749
	Mxx _{max}	SLE rara - MT max gr.1	47674	11729	735	12485	45102
	Myy _{max}	SLE rara - N max gr.3	50140	12967	738	7682	66454
SLE FREQUENTE	Nz,A _{max}	SLE freq.- N max gr.1	48070	11634	394	3657	45301
	Tx,A _{max}	SLE freq.- N max gr.3	48070	12179	362	3282	51724
	Ty,A _{max}	SLE freq.- Vento ponte scarico	41191	8044	439	4213	22375
	Mxx _{max}	SLE freq.- MT max gr.1	47132	11583	401	7591	42007
	Myy _{max}	SLE freq.- N max gr.3	48070	12179	362	3282	51724
SLE Q.P.		SLE quasi permanente	41191	8044	237	1882	22375
SLV	Nz,A _{max}	SLV - N max	49154	11592	3973	25421	58266
	Tx,A _{max}	SLV - ML max gr.1	44833	24991	3973	25411	139427
	Ty,A _{max}	SLV - MT max gr.1	44340	11460	12832	81953	52428
	Mxx _{max}	SLV - MT max gr.1	44340	11460	12832	81953	52428
	Myy _{max}	SLV - ML max gr.1	44833	24991	3973	25411	139427

4.9.1 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 50x1370 cm

Armatura verticale

$A_s = \phi 24/10$ (lato controterra)

$A'_s = \phi 20/20$ (lato esterno)

Armatura orizzontale

$A_s = \phi 16/20$

$A'_s = \phi 14/20$

La verifica a taglio è soddisfatta come elemento non armato a taglio. Si prevede comunque un minimo di armatura a taglio costituita da spilli $9\phi 8/m^2$

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.800	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:	3.100	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	182.60	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:	337.50	MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 18 04 001	A	50 di 68

Classe Conglomerato: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-25.0	0.0
2	-25.0	1370.0
3	25.0	1370.0
4	25.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-16.2	8.8	24
2	-16.2	1361.2	24
3	16.2	1361.2	24
4	16.2	8.8	24
5	-10.0	12.0	20
6	-10.0	1355.0	20

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

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	2	136	24
2	3	4	68	20

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	776.00	0.00	4691.00	0.00	2704.00
2	776.00	0.00	4691.00	0.00	2704.00
3	776.00	0.00	4691.00	0.00	2704.00
4	776.00	0.00	4691.00	0.00	2704.00
5	776.00	0.00	4691.00	0.00	2704.00
6	659.00	103.00	2323.00	50.00	1367.00
7	600.00	103.00	5510.00	50.00	3064.00
8	600.00	342.00	2323.00	168.00	1367.00
9	600.00	342.00	2323.00	168.00	1367.00
10	600.00	103.00	5510.00	50.00	3064.00

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 18 04 001	A	51 di 68

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	575.00	0.00	3198.00
2	575.00	0.00	3198.00
3	575.00	0.00	3198.00
4	575.00	0.00	3198.00
5	575.00	0.00	3198.00

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	294.00	0.00 (0.00)	1202.00 (2324.45)
2	294.00	0.00 (0.00)	1202.00 (2324.45)
3	294.00	0.00 (0.00)	1202.00 (2324.45)
4	294.00	0.00 (0.00)	1202.00 (2324.45)
5	294.00	0.00 (0.00)	1202.00 (2324.45)

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
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	294.00	0.00 (0.00)	346.00 (2442.51)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.6 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	4.8 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

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



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA
PROGETTO DEFINITIVO
VI18 (ex VI10) - Doppio Binario

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 18 04 001	A	52 di 68

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 Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	776.00	0.00	4691.00	775.73	12.39	9075.33	1.93630.6(122.7)	
2	S	776.00	0.00	4691.00	775.73	12.39	9075.33	1.93630.6(122.7)	
3	S	776.00	0.00	4691.00	775.73	12.39	9075.33	1.93630.6(122.7)	
4	S	776.00	0.00	4691.00	775.73	12.39	9075.33	1.93630.6(122.7)	
5	S	776.00	0.00	4691.00	775.73	12.39	9075.33	1.93630.6(122.7)	
6	S	659.00	103.00	2323.00	658.89	396.35	9082.15	3.90630.6(122.7)	
7	S	600.00	103.00	5510.00	600.01	147.27	9056.11	1.64630.6(122.7)	
8	S	600.00	342.00	2323.00	600.25	1342.96	9065.59	3.89630.6(122.7)	
9	S	600.00	342.00	2323.00	600.25	1342.96	9065.59	3.89630.6(122.7)	
10	S	600.00	103.00	5510.00	600.01	147.27	9056.11	1.64630.6(122.7)	

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
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	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.263	25.0	1370.0	0.00065	16.2	1361.2	-0.00983	-16.2	8.8
2	0.00350	0.263	25.0	1370.0	0.00065	16.2	1361.2	-0.00983	-16.2	8.8
3	0.00350	0.263	25.0	1370.0	0.00065	16.2	1361.2	-0.00983	-16.2	8.8
4	0.00350	0.263	25.0	1370.0	0.00065	16.2	1361.2	-0.00983	-16.2	8.8
5	0.00350	0.263	25.0	1370.0	0.00065	16.2	1361.2	-0.00983	-16.2	8.8
6	0.00350	0.261	25.0	1370.0	0.00066	16.2	1361.2	-0.00989	-16.2	8.8
7	0.00350	0.261	25.0	1370.0	0.00064	16.2	1361.2	-0.00990	-16.2	8.8
8	0.00350	0.262	25.0	1370.0	0.00067	16.2	1361.2	-0.00986	-16.2	8.8
9	0.00350	0.262	25.0	1370.0	0.00067	16.2	1361.2	-0.00986	-16.2	8.8
10	0.00350	0.261	25.0	1370.0	0.00064	16.2	1361.2	-0.00990	-16.2	8.8

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	0.000323572	0.000000001	-0.004590962	0.263	0.768
2	0.000323572	0.000000001	-0.004590962	0.263	0.768
3	0.000323572	0.000000001	-0.004590962	0.263	0.768
4	0.000323572	0.000000001	-0.004590962	0.263	0.768
5	0.000323572	0.000000001	-0.004590962	0.263	0.768

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 18 04 001	A	53 di 68

6	0.000323089	0.000000055	-0.004652458	0.261	0.767
7	0.000324576	0.000000020	-0.004641914	0.261	0.766
8	0.000322048	0.000000066	-0.004642117	0.262	0.768
9	0.000322048	0.000000066	-0.004642117	0.262	0.768
10	0.000324576	0.000000020	-0.004641914	0.261	0.766

METODO SLU - VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver	S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct	Taglio trazione resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
d	Altezza utile sezione [cm]
bw	Larghezza minima sezione [cm]
Ro	Rapporto geometrico di armatura longitudinale [<0.02]
Scp	Tensione media di compressione nella sezione [Mpa]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	2704.00	3928.57	41.2	1370.0	0.0112	0.11
2	S	2704.00	3928.57	41.2	1370.0	0.0112	0.11
3	S	2704.00	3928.57	41.2	1370.0	0.0112	0.11
4	S	2704.00	3928.57	41.2	1370.0	0.0112	0.11
5	S	2704.00	3928.57	41.2	1370.0	0.0112	0.11
6	S	1367.01	3914.12	41.2	1370.0	0.0112	0.10
7	S	3064.00	3906.82	41.2	1370.0	0.0112	0.09
8	S	1367.03	3906.83	41.2	1370.0	0.0112	0.09
9	S	1367.03	3906.83	41.2	1370.0	0.0112	0.09
10	S	3064.00	3906.82	41.2	1370.0	0.0112	0.09

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 [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	6.90	25.0	0.0	-140.5	-16.2	1361.2	15070	624.3
2	S	6.90	25.0	0.0	-140.5	-16.2	1361.2	15070	624.3
3	S	6.90	25.0	0.0	-140.5	-16.2	1361.2	15070	624.3
4	S	6.90	25.0	0.0	-140.5	-16.2	1361.2	15070	624.3
5	S	6.90	25.0	0.0	-140.5	-16.2	1361.2	15070	624.3

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

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
kt	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
k1	= 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]

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 18 04 001	A	54 di 68

sr max Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
 wk Massima distanza tra le fessure [mm]
 Mx fess. Apertura fessure in mm calcolata = $sr_{max} * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
 My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
 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	-0.00096	0	0.500	24.0	76	0.00042 (0.00042)	357	0.151 (0.20)	0.00	2312.48
2	S	-0.00096	0	0.500	24.0	76	0.00042 (0.00042)	357	0.151 (0.20)	0.00	2312.48
3	S	-0.00096	0	0.500	24.0	76	0.00042 (0.00042)	357	0.151 (0.20)	0.00	2312.48
4	S	-0.00096	0	0.500	24.0	76	0.00042 (0.00042)	357	0.151 (0.20)	0.00	2312.48
5	S	-0.00096	0	0.500	24.0	76	0.00042 (0.00042)	357	0.151 (0.20)	0.00	2312.48

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	2.60	25.0	0.0	-52.2	-16.2	1361.2	15070	624.3
2	S	2.60	25.0	0.0	-52.2	-16.2	1361.2	15070	624.3
3	S	2.60	25.0	0.0	-52.2	-16.2	1361.2	15070	624.3
4	S	2.60	25.0	0.0	-52.2	-16.2	1361.2	15070	624.3
5	S	2.60	25.0	0.0	-52.2	-16.2	1361.2	15070	624.3

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00036	0	0.500	24.0	76	0.00016 (0.00016)	357	0.056 (0.20)	0.00	2324.45
2	S	-0.00036	0	0.500	24.0	76	0.00016 (0.00016)	357	0.056 (0.20)	0.00	2324.45
3	S	-0.00036	0	0.500	24.0	76	0.00016 (0.00016)	357	0.056 (0.20)	0.00	2324.45
4	S	-0.00036	0	0.500	24.0	76	0.00016 (0.00016)	357	0.056 (0.20)	0.00	2324.45
5	S	-0.00036	0	0.500	24.0	76	0.00016 (0.00016)	357	0.056 (0.20)	0.00	2324.45

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	0.77	25.0	0.0	-13.5	-16.2	1361.2	14385	624.3

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	-0.00009	0	0.500	24.0	76	0.00004 (0.00004)	352	0.014 (0.20)	0.00	2442.51

4.9.2 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 270x1370 cm

Armatura verticale

$$A_s = \phi 26/10 + \phi 26/10 \text{ (lato controterra)}$$

$$A'_s = \phi 26/10 \text{ (lato esterno)}$$

Armatura orizzontale

$$A_s = \phi 20/20 + \phi 20/20 \text{ (lato controterra)}$$

$$A'_s = \phi 20/20 \text{ (lato esterno)}$$

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.800 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	9.400 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:	3.100 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	182.60 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:	337.50 MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C32/40

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 18 04 001	A	56 di 68

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-135.0	0.0
2	-135.0	1370.0
3	135.0	1370.0
4	135.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-126.0	9.0	26
2	-126.0	1361.0	26
3	126.0	1361.0	26
4	126.0	9.0	26
5	-120.7	9.0	26
6	-120.7	1361.0	26
7	120.7	9.0	26
8	120.7	1361.0	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

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	2	136	26
2	3	4	136	26
3	5	6	136	26

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe:	8 mm
Passo staffe:	1.3 cm
Staffe:	Una sola staffa chiusa perimetrale

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	26355.00	9755.00	73834.00	1138.00	13411.00
2	26355.00	9002.00	86742.00	1061.00	14729.00
3	26355.00	9755.00	73834.00	1138.00	13411.00
4	22779.00	15975.00	66146.00	1057.00	12932.00



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA
PROGETTO DEFINITIVO
VI18 (ex VI10) - Doppio Binario

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 18 04 001	A	57 di 68

5	26355.00	9002.00	86742.00	1061.00	14729.00
6	16720.00	9814.00	49237.00	1450.00	8404.00
7	15227.00	9804.00	105181.00	1450.00	18177.00
8	14734.00	30750.00	46798.00	4425.00	8272.00
9	14734.00	30750.00	46798.00	4425.00	8272.00
10	15227.00	9804.00	105181.00	1450.00	18177.00

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	18728.00	6725.00	50543.00
2	18728.00	6206.00	59432.00
3	18728.00	6725.00	50543.00
4	16262.00	11015.00	45241.00
5	18728.00	6206.00	59432.00

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	16657.00	2869.00 (4967.00)	44879.00 (77697.51)
2	16657.00	2558.00 (3882.63)	50213.00 (76215.26)
3	13552.00	3335.00 (11446.39)	24713.00 (84819.96)
4	15720.00	6789.00 (11773.61)	43469.00 (75384.77)
5	16657.00	2558.00 (3882.63)	50213.00 (76215.26)

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
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	13552.00	1408.00 (4947.26)	24713.00 (86833.53)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.7 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	2.7 cm

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 18 04 001	A	58 di 68

Copriferro netto minimo staffe: 6.9 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

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 [cm ²]. [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	26355.00	9755.00	73834.00	26354.71	22942.41	174946.54	2.352208.7(1109.7)	
2	S	26355.00	9002.00	86742.00	26354.83	17582.93	175015.29	2.002208.7(1109.7)	
3	S	26355.00	9755.00	73834.00	26354.71	22942.41	174946.54	2.352208.7(1109.7)	
4	S	22779.00	15975.00	66146.00	22779.23	40430.43	170600.44	2.552208.7(1109.7)	
5	S	26355.00	9002.00	86742.00	26354.83	17582.93	175015.29	2.002208.7(1109.7)	
6	S	16720.00	9814.00	49237.00	16720.09	31459.29	163703.25	3.292208.7(1109.7)	
7	S	15227.00	9804.00	105181.00	15226.94	15543.57	162135.77	1.542208.7(1109.7)	
8	S	14734.00	30750.00	46798.00	14733.88	104427.63	160054.82	3.392208.7(1109.7)	
9	S	14734.00	30750.00	46798.00	14733.88	104427.63	160054.82	3.392208.7(1109.7)	
10	S	15227.00	9804.00	105181.00	15226.94	15543.57	162135.77	1.542208.7(1109.7)	

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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	0.00350	135.0	1370.0	0.00246	126.0	1361.0	-0.02713	-126.0	9.0
2	0.00350	135.0	1370.0	0.00243	126.0	1361.0	-0.02794	-126.0	9.0
3	0.00350	135.0	1370.0	0.00246	126.0	1361.0	-0.02713	-126.0	9.0
4	0.00350	135.0	1370.0	0.00250	126.0	1361.0	-0.02628	-126.0	9.0
5	0.00350	135.0	1370.0	0.00243	126.0	1361.0	-0.02794	-126.0	9.0
6	0.00350	135.0	1370.0	0.00234	126.0	1361.0	-0.03100	-126.0	9.0
7	0.00350	135.0	1370.0	0.00216	126.0	1361.0	-0.03567	-126.0	9.0
8	0.00350	135.0	1370.0	0.00270	126.0	1361.0	-0.02151	-126.0	9.0
9	0.00350	135.0	1370.0	0.00270	126.0	1361.0	-0.02151	-126.0	9.0
10	0.00350	135.0	1370.0	0.00216	126.0	1361.0	-0.03567	-126.0	9.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 18 04 001	A	59 di 68

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000114476	0.000000551	-0.012708483	----	----
2	0.000118056	0.000000459	-0.013066926	----	----
3	0.000114476	0.000000551	-0.012708483	----	----
4	0.000109798	0.000000822	-0.012448609	----	----
5	0.000118056	0.000000459	-0.013066926	----	----
6	0.000128641	0.000000677	-0.014794300	----	----
7	0.000148183	0.000000366	-0.017006397	----	----
8	0.000087228	0.000001646	-0.010531312	----	----
9	0.000087228	0.000001646	-0.010531312	----	----
10	0.000148183	0.000000366	-0.017006397	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 8 mm
Passo staffe: 1.3 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved Taglio di progetto [kN] = proiezz. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]
Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.
I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta-
ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	13416.32	115234.49	18916.27261.0	250.1	1369.8	2.500	1.038	54.8	77.3(0.0)
2	S	14733.02	115276.94	18924.89261.0	250.2	1369.7	2.500	1.038	60.2	77.3(0.0)
3	S	13416.32	115234.49	18916.27261.0	250.1	1369.8	2.500	1.038	54.8	77.3(0.0)
4	S	12939.55	114702.20	18930.97260.9	250.2	1369.2	2.500	1.033	52.9	77.3(0.0)
5	S	14733.02	115276.94	18924.89261.0	250.2	1369.7	2.500	1.038	60.2	77.3(0.0)
6	S	8411.52	114372.59	19027.77261.0	251.5	1369.9	2.500	1.024	34.2	77.3(0.0)
7	S	18180.53	114409.66	19078.40261.2	252.2	1369.6	2.500	1.022	73.7	77.3(0.0)
8	S	8354.03	113281.99	18914.36260.9	250.0	1368.8	2.500	1.021	34.2	77.3(0.0)
9	S	8354.03	113281.99	18914.36260.9	250.0	1368.8	2.500	1.021	34.2	77.3(0.0)
10	S	18180.53	114409.66	19078.40261.2	252.2	1369.6	2.500	1.022	73.7	77.3(0.0)

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.
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	---------	---------

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 18 04 001	A	60 di 68

1	S	4.22	135.0	1370.0	-97.2	-126.0	9.0	44166	1465.4
2	S	4.88	135.0	1370.0	-122.3	-126.0	9.0	44023	1465.4
3	S	4.22	135.0	1370.0	-97.2	-126.0	9.0	44166	1465.4
4	S	3.89	135.0	1370.0	-90.3	-126.0	9.0	44248	1465.4
5	S	4.88	135.0	1370.0	-122.3	-126.0	9.0	44023	1465.4

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

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}

Ver.	Esito della verifica
e1	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ 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 $A_{c\ eff}$ [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 = $sr\ max \cdot (e_{sm} - e_{cm})$ [(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	-0.00051	0	0.500	26.0	77	0.00029 (0.00029)	395	0.115 (0.20)	10143.38	76234.46
2	S	-0.00064	0	0.500	26.0	77	0.00037 (0.00037)	395	0.145 (0.20)	7773.61	74444.26
3	S	-0.00051	0	0.500	26.0	77	0.00029 (0.00029)	395	0.115 (0.20)	10143.38	76234.46
4	S	-0.00048	0	0.500	26.0	77	0.00027 (0.00027)	395	0.107 (0.20)	17918.66	73595.82
5	S	-0.00064	0	0.500	26.0	77	0.00037 (0.00037)	395	0.145 (0.20)	7773.61	74444.26

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	3.66	135.0	1370.0	-85.0	-126.0	9.0	43482	1465.4
2	S	4.06	135.0	1370.0	-100.1	-126.0	9.0	43083	1465.4
3	S	2.09	135.0	1370.0	-36.7	-126.0	9.0	44174	1465.4
4	S	3.65	135.0	1370.0	-85.0	-126.0	9.0	44219	1465.4
5	S	4.06	135.0	1370.0	-100.1	-126.0	9.0	43083	1465.4

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00045	0	0.500	26.0	77	0.00026 (0.00026)	393	0.100 (0.20)	4967.00	77697.51
2	S	-0.00053	0	0.500	26.0	77	0.00030 (0.00030)	392	0.118 (0.20)	3882.63	76215.26
3	S	-0.00020	0	0.500	26.0	77	0.00011 (0.00011)	395	0.044 (0.20)	11446.39	84819.96
4	S	-0.00045	0	0.500	26.0	77	0.00025 (0.00025)	395	0.101 (0.20)	11773.61	75384.77
5	S	-0.00053	0	0.500	26.0	77	0.00030 (0.00030)	392	0.118 (0.20)	3882.63	76215.26

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	2.05	135.0	1370.0	-36.1	-126.0	9.0	43305	1465.4

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	-0.00019	0	0.500	26.0	77	0.00011 (0.00011)	392	0.043 (0.20)	4947.26 86833.53

l'armatura minima posta in opera non rispetta i minimi previsti dalla norma per gli elementi "trave" di media duttilità

Per la verifica a taglio della sezione si considera l'area di ferro necessaria, come indicata dal codice di calcolo, e si assegna una armatura equivalente; in particolare si utilizzeranno:

Spille $9\phi 10/mq$ per metro di sezione.

4.9.3 Zattera di fondazione

Per la valutazione delle sollecitazioni nel plinto di fondazione, è necessario valutare preventivamente le sollecitazioni agenti nei pali di fondazione. Tali sollecitazioni sono state valutate mediante una ripartizione rigida delle sollecitazioni agenti a base plinto.

Si vedano i paragrafi precedenti da cui risulta :

$$N_{\max} = 8842\text{kN (CC. SLU)}$$

$$T_{\max} = 1600\text{kN (CC. SLV)}$$

$$N_{\max} = 8174\text{kN (CC. SLV)}$$

$$T_{\max} = 2109\text{kN (CC. SLV)}$$

4.9.3.1 Unghia anteriore platea fondazione

Il tacco anteriore del plinto di fondazione è stato verificato ipotizzando un meccanismo di tirante puntone. Si riporta di seguito la verifica. La larghezza di diffusione è stata valutata in corrispondenza del filo anteriore del muro frontale, mediante una diffusione a 45° a partire dal piano medio del palo (vedi figura seguente), mentre l'altezza della biella compressa è stata valutata pari a $0.2 d_p$ (con d_p altezza utile della sezione del plinto).

La verifica è stata eseguita in corrispondenza del palo più sollecitato.

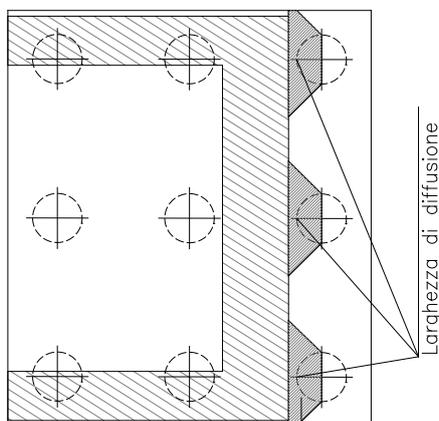
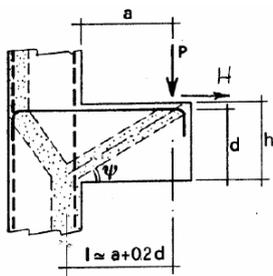


Figura 3 – Diffusione delle azioni dal palo al muro frontale

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche strutturali del plinto di fondazione, condotte con riferimento al metodo usualmente utilizzato per la verifica delle mensole tozze, ovvero il metodo del tirante-puntone, di cui nel seguito si riporta lo schema e di verifica generale e relative formulazioni proposte a riguardo al C4.1.2.1.5 dalla Circolare Ministeriale n° 617/09.

VERIFICA - MECCANISMO TIRANTE PUNTO.



P, H : Carichi Esterni di Progetto (P_{Ed}, H_{Ed})

P_r : Portanza mensola in termini di resistenza dell'armatura metallica

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

P_{Rc} : Portanza mensola in termini di resistenza della Biella compressa

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

CONDIZIONI DI VERIFICA

- 1 $P_r \geq P_{Ed}$
- 2 $P_{Rc} \geq P_{R_s}$

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 18 04 001	A	63 di 68

Dati di progetto

$b(m) =$	3.10	m	dimensione trasversale verifica
$P_{Ed} (KN) =$	8842.00	KN	Carico complessivo VERTICALE sulla fascia di dimensione b
$H_{Ed} (KN) =$	1600.00	KN	Carico complessivo ORIZZONTALE sulla fascia di dimensione b
$a(m) =$	1.90	m	distanza P da incastro
$h(m) =$	2.00	m	spessore mensola
$\bar{\delta}(m) =$	0.10	m	copriferro riferito al baricentro delle armature complessive in trazione
$d(m) =$	1.90	m	altezza utile
$l(m) =$	2.28	m	$a+0,2d$
$\lambda =$	1.33		$\lambda = ctg\psi \leq l/(0,9d)$

Tipo di mensola (Valutazione coefficiente c)

sblazi di piastre (no staffatura)

$c(m) =$ **1.00**

Caratteristiche Materiali

$f_{cd} =$	14.1	MPa	Calcestruzzo
$f_{yd} =$	391.0	MPa	Acciaio

Caratteristiche Armature di Progetto

Registro tipo	R1				
$n^{\circ} R1 =$	1	$\phi 1(mm) =$	26.0	$p1(cm) =$	10.0
$A_{\phi i} (mm^2) =$	530.93	$nb\ tot\ 1 =$	31.0	$A_{\phi\ TOT} (mm^2) =$	16458.79
				$A_{\phi\ CAL}(mm^2) =$	16458.79
Registro tipo	R2				
$n^{\circ} R2 =$	1	$\phi 2(mm) =$	24.0	$p2(cm) =$	10.0
$A_{\phi i} (mm^2) =$	452.39	$nb\ tot\ 2 =$	31.0	$A_{\phi\ TOT} (mm^2) =$	14024.06
				$A_{\phi\ CAL}(mm^2) =$	14024.06
Registro tipo	R3				
$n^{\circ} R3 =$	1	$\phi 3(mm) =$	24.0	$p3(cm) =$	10.0
$A_{\phi i} (mm^2) =$	452.39	$nb\ tot\ 3 =$	31.0	$A_{\phi\ TOT} (mm^2) =$	14024.06
				$A_{\phi\ CAL}(mm^2) =$	14024.06

Verifiche di resistenza

$\Psi =$ rad = °

$P_{RS} =$ KN

$P_{RC} =$ KN

4.9.4 Palo di fondazione $L=36.0m$

Viene verificata la sezione di incastro con la platea di fondazione.

Il momento flettente agente in testa palo viene derivato dal taglio in testa palo nell'ipotesi di elasticità lineare sia per il palo che per il terreno. Risulta

$$M = T * \alpha$$

$$\alpha = 3.55 \text{ (vedi relazione geotecnica)}$$

$$N_{\max} = 8842 \text{ kN} \quad T = 1600 \text{ kN} \quad M = 1600 * 3.55 = 5680 \text{ kNm}$$

$$N_{\min} = -940 \text{ kN} \quad T = 2109 \text{ kN} \quad M = 2109 * 3.55 = 7486 \text{ kNm}$$

$$N = -940 \text{ kN} \quad T = 2109 \text{ kN} \quad M_{\max} = 2109 * 3.55 = 7486 \text{ kNm}$$

Caratteristiche della sezione:

Sezione circolare $\varnothing 150 \text{ cm}$

$$A_s = 40+40+40 \phi 26 \quad \text{staffe } \phi 14/15$$

La lunghezza del palo è pari a $L = 36.00m$

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30	
	Resis. compr. di progetto fcd:	14.160	MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	7.080	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.560	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	137.50	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	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:	337.50	MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA
PROGETTO DEFINITIVO
VI18 (ex VI10) - Doppio Binario

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 18 04 001	A	65 di 68

Forma del Dominio: Circolare
 Classe Conglomerato: C25/30

Raggio circ.: 75.0 cm
 X centro circ.: 0.0 cm
 Y centro circ.: 0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
 Xcentro Ascissa [cm] del centro della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
 Ycentro Ordinata [cm] del centro della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
 Raggio Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti disposte lungo la circonferenza
 Ø Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	66.1	40	26
2	0.0	0.0	61.7	40	26
3	0.0	0.0	57.0	40	26

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 14 mm
 Passo staffe: 15.0 cm
 Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

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	8842.00	5680.00	0.00	1600.00	0.00
2	529.00	5680.00	0.00	1600.00	0.00
3	8174.00	7486.00	0.00	2109.00	0.00
4	-940.00	7486.00	0.00	2109.00	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	6950.00	3842.00	0.00
2	1614.00	3842.00	0.00



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA
PROGETTO DEFINITIVO
VI18 (ex VI10) - Doppio Binario

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 18 04 001	A	66 di 68

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	6054.00	3605.00 (2274.61)	0.00 (0.00)
2	2046.00	3605.00 (1669.07)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.6 cm
Copriferro netto minimo staffe:	6.2 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

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	8842.00	5680.00	0.00	8842.14	12620.71	0.00	2.22	637.1(53.0)
2	S	529.00	5680.00	0.00	529.14	11692.59	0.00	2.06	637.1(53.0)
3	S	8174.00	7486.00	0.00	8173.88	12608.02	0.00	1.68	637.1(53.0)
4	S	-940.00	7486.00	0.00	-939.91	11344.52	0.00	1.52	637.1(53.0)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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	0.00350	0.0	75.0	0.00308	0.0	66.1	-0.00322	0.0	-66.1
2	0.00350	0.0	75.0	0.00293	0.0	66.1	-0.00553	0.0	-66.1
3	0.00350	0.0	75.0	0.00307	0.0	66.1	-0.00336	0.0	-66.1
4	0.00350	0.0	75.0	0.00289	0.0	66.1	-0.00612	0.0	-66.1

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 18 04 001	A	67 di 68

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	0.000047622	-0.000071673	----	----
2	0.000000000	0.000063967	-0.001297516	----	----
3	0.000000000	0.000048614	-0.000146083	----	----
4	0.000000000	0.000068190	-0.001614239	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

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

Ver S = comb. verificata / N = comb. non verificata
Ved Taglio di progetto [kN] = proiez. di V_x e V_y sulla normale all'asse neutro
Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]
 Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.
 I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
 E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
 Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
 L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_{max} con $L=lungh.legat.proietta-$
 sulla direz. del taglio e d_{max} = massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	1600.00	3935.15	5292.31118.4	94.3	136.8	2.500	1.250	17.3	57.4(0.0)
2	S	1600.00	3462.63	5717.56119.3	101.9	136.4	2.500	1.021	16.1	57.4(0.0)
3	S	2109.00	3962.62	5322.76118.4	94.8	136.9	2.500	1.250	22.7	57.4(0.0)
4	S	2109.00	3420.62	5809.01119.8	103.5	135.4	2.500	1.000	20.8	57.4(0.0)

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	10.07	0.0	0.0	-77.1	0.0	-66.1	1297	79.6
2	S	9.01	0.0	0.0	-154.8	0.0	-66.1	2274	132.7

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

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 18 04 001	A	68 di 68

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}

Ver.	Esito della verifica
e1	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
k2	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k3	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k4	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace $A_{c\ eff}$ [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	-0.00046	0	0.500	26.0	76	0.00023 (0.00023)	330	0.076 (0.20)	2375.07	0.00
2	S	-0.00087	0	0.500	26.0	76	0.00059 (0.00046)	334	0.198 (0.20)	1612.15	0.00

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	9.35	0.0	0.0	-78.2	0.0	-66.1	1393	79.6
2	S	8.57	0.0	0.0	-136.6	0.0	-66.1	2162	132.7

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00046	0	0.500	26.0	76	0.00023 (0.00023)	336	0.079 (0.20)	2274.61	0.00
2	S	-0.00077	0	0.500	26.0	76	0.00051 (0.00041)	330	0.168 (0.20)	1669.07	0.00