

INDICE

1	INTRODUZIONE	3
1.1	OGGETTO E SCOPO	3
1.2	DESCRIZIONE DELL'OPERA	3
2	RIFERIMENTI NORMATIVI	5
3	MATERIALI	6
3.1	CALCESTRUZZO PER PALI	6
3.2	CALCESTRUZZO PER FONDAZIONI	6
3.3	CALCESTRUZZO ELEVAZIONE	8
3.4	ACCIAIO PER ARMATURE	8
3.5	VERIFICA S.L.E.	9
3.5.1	Verifiche alle tensioni	9
3.5.2	Verifiche a fessurazione	9
4	ANALISI E VERIFICHE SPALLA	10
4.1	GENERALITÀ	10
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	18
4.6.1	Peso proprio elementi strutturali	18
4.6.2	Carichi trasmessi dall'impalcato	18
4.6.3	Azione del Vento	20
4.6.4	Carichi da traffico verticali	21
4.6.5	Carichi da traffico orizzontali	22
4.6.6	Spinta statica del terrapieno	23
4.6.7	Sovraccarico sul terrapieno	24
4.6.8	Spinta del sovraccarico accidentale condizioni statiche	24
4.6.9	Azione sismica	24
4.6.10	Inerzie strutturali	27
4.6.11	Calcolo delle sollecitazioni in testa pali	27

4.6.12	Riepilogo risultati	28
4.7	SOLLECITAZIONI	33
4.7.1	Muro paraghiaia	33
4.7.2	Muro frontale	35
4.7.3	Plinto di fondazione	38
4.7.4	Pali di fondazione	40
4.8	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	41
4.8.1	Paraghiaia	42
4.8.2	Muro frontale	49
4.8.3	Zattera di fondazione	57
4.8.4	Palo di fondazione	63

1 INTRODUZIONE

1.1 OGGETTO E SCOPO

La presente relazione ha per oggetto dell'intervento S.S.4 variante dell'abitato di Monterotondo scalo – 2° Stralcio.

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 **Pantanello**. In particolare si tratterà la spalla **1**.

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate secondo il DM 17 gennaio 2018.

1.2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il viadotto è composto dalla successione di 3 impalcati a campata multipla, due composti da 44,0+57,0+57,0+57,0+44,0m di luce, ed uno da 44,0+50,0+50,0+44,0m di luce; l'impalcato è costituito da un sistema misto acciaio-calcestruzzo composto da 3 travi in carpenteria metallica e soletta superiore in c.a. collaborante. L'impalcato è protetto tramite isolatori.

Le spalle saranno realizzate in c.a. gettato in opera e fondate su pali di grande diametro.

Relazione di calcolo delle Spalle 1/2

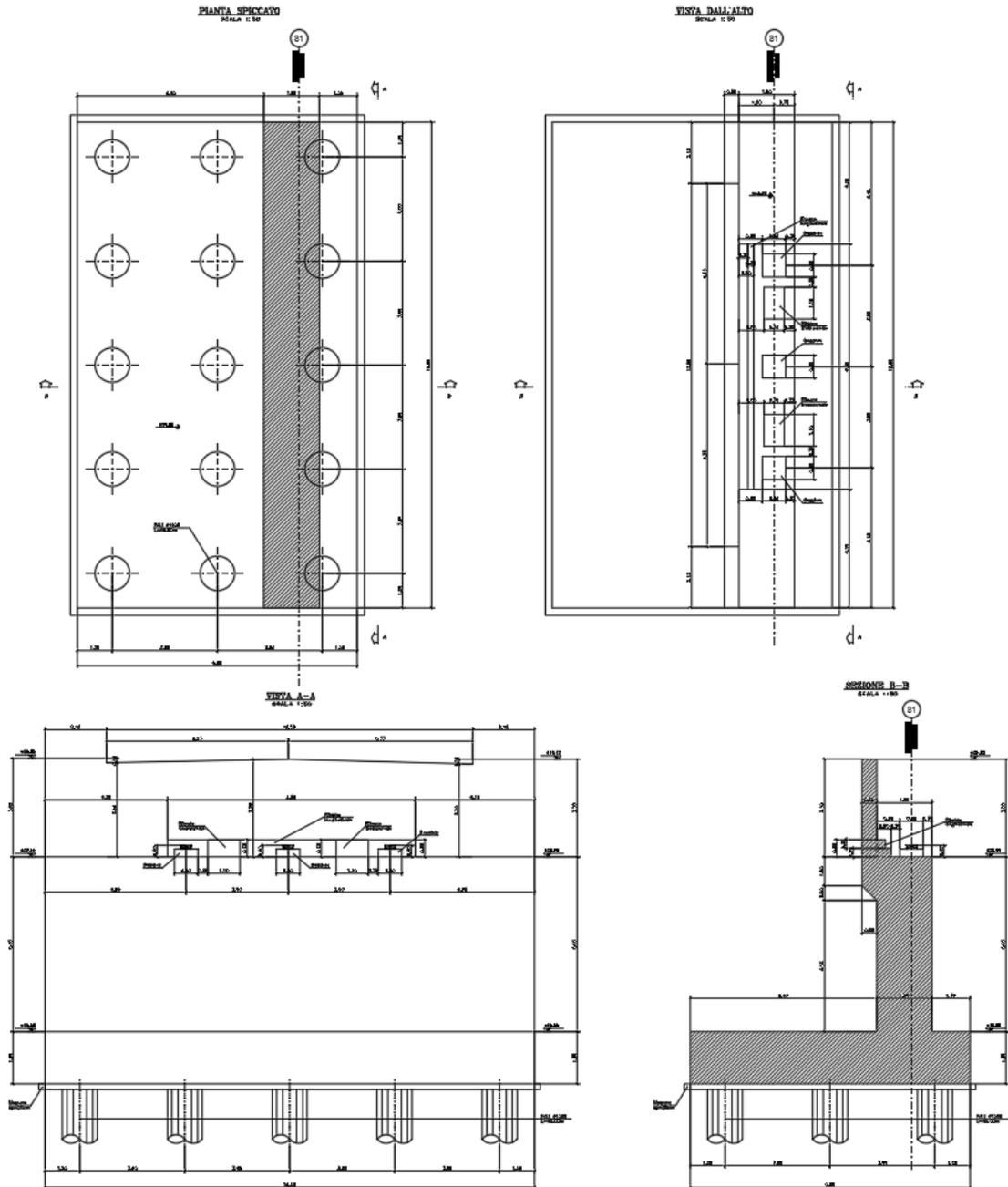


Figura 1.1. Sezione trasversale e pianta

2 RIFERIMENTI NORMATIVI

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

- L. n. 64 del 2/2/1974“Provvedimento per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.
- L. n. 1086 del 5/11/1971“Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018);
- Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;
- Eurocodici EN 1991-2: 2003/AC:2010.
- CNR-DT207/2008 Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni.
- UNI EN 206-1:2006 Parte 1: Calcestruzzo-Specificazione, prestazione, produzione e conformità;
- EUROCODICE 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo
- EUROCODICE 7: progettazione geotecnica
- Eurocodice 8. Progettazione delle strutture per la resistenza sismica

3 MATERIALI

Le caratteristiche dei materiali previsti le sottostrutture sono le seguenti:

3.1 CALCESTRUZZO PER PALI

Classe di resistenza:	C25/30		
Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	30	N/mm ²
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	24.9	N/mm ²
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm} =$	32.9	N/mm ²
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} =$	2.56	N/mm ²
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctm} =$	3.07	N/mm ²
Modulo elastico secante medio	$E_{cm} =$	31447	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%)	$f_{ctk} =$	1.79	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%)	$f_{ctk} =$	3.33	N/mm ²
Coefficiente di sicurezza SLU:	$\gamma_c =$	1.5	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLU:	$f_{cd} =$	14.1	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU:	$f_{ctd} =$	1.19	N/mm ²
Coefficiente di sicurezza SLE:	$\gamma_c =$	1.0	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLE:	$f_{cd} =$	24.9	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLE:	$f_{ctd} =$	1.79	N/mm ²
Massime tensioni di compressione in esercizio:			
Combinazione rara	$\sigma_{c,ad} =$	14.94	N/mm ²
Combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} =$	11.21	N/mm ²
Classe di esposizione		XC2	
Classe di consistenza slump:		S4	
Contenuto minimo di cemento:		300	daN/m ³
Rapporto A/C		≤ 0.60	
Massima dimensione aggregato		30	mm
Copriferro		75	mm

3.2 CALCESTRUZZO PER FONDAZIONI

Classe di resistenza:	C25/30		
Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	30	N/mm ²
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	24.9	N/mm ²
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm} =$	32.9	N/mm ²
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} =$	2.56	N/mm ²
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctm} =$	3.07	N/mm ²
Modulo elastico secante medio	$E_{cm} =$	31447	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%)	$f_{ctk} =$	1.79	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%)	$f_{ctk} =$	3.33	N/mm ²
<i>Coefficiente di sicurezza SLU:</i>	$\gamma_c =$	1.5	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLU:	$f_{cd} =$	14.1	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU:	$f_{ctd} =$	1.19	N/mm ²
<i>Coefficiente di sicurezza SLE:</i>	$\gamma_c =$	1.0	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLE:	$f_{cd} =$	24.9	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLE:	$f_{ctd} =$	1.79	N/mm ²
Massime tensioni di compressione in esercizio:			
Combinazione rara	$\sigma_{c,ad} =$	14.94	N/mm ²
Combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} =$	11.21	N/mm ²
Classe di esposizione		XC2	
Classe di consistenza slump:		S4	
Contenuto minimo di cemento:		300	daN/m ³
Rapporto A/C		≤ 0.60	
Massima dimensione aggregato		30	mm
Copriferro		40	mm

3.3 CALCESTRUZZO ELEVAZIONE

Classe di resistenza:	C32/40		
Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	40	N/mm ²
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	33.2	N/mm ²
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm} =$	41.2	N/mm ²
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} =$	3.10	N/mm ²
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctm} =$	3.72	N/mm ²
Modulo elastico secante medio	$E_{cm} =$	33643	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%)	$f_{ctk} =$	2.17	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%)	$f_{ctk} =$	4.03	N/mm ²
<i>Coefficiente di sicurezza SLU:</i>	$\gamma_c =$	1.5	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLU:	$f_{cd} =$	18.8	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU:	$f_{ctd} =$	1.45	N/mm ²
<i>Coefficiente di sicurezza SLE:</i>	$\gamma_c =$	1.0	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLE:	$f_{cd} =$	33.2	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLE:	$f_{ctd} =$	2.17	N/mm ²
Massime tensioni di compressione in esercizio:			
Combinazione rara	$\sigma_{c,ad} =$	19.92	N/mm ²
Combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} =$	14.94	N/mm ²
Classe di esposizione		XC4	
Classe di consistenza slump:		S4	
Contenuto minimo di cemento:		340	daN/m ³
Rapporto A/C		≤ 0.60	
Massima dimensione aggregato		25	mm
Copriferro		55	mm

3.4 ACCIAIO PER ARMATURE

Acciaio per cemento armato

Acciaio per cemento armato tipo B450C secondo D.M. 17.01.2018, avente le seguenti caratteristiche:

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq$	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq$	540	N/mm ²
Modulo elastico	$E_s =$	2.1E+06	N/mm ²
<i>Coefficiente di sicurezza SLU:</i>	$\gamma_s =$	1.15	
Resistenza di calcolo SLU:	$f_{sd} =$	391.30	N/mm ²
Tensione di calcolo SLE:	$\sigma_{y,ad} =$	360	N/mm ²

3.5 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 attesa, secondo quanto di seguito specificato

3.5.1 Verifiche alle tensioni

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

4.1.2.2.5.1 Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$, deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{c,max} \leq 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica} \quad [4.1.15]$$

$$\sigma_{c,max} \leq 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.} \quad [4.1.16]$$

4.1.2.2.5.2 Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

La tensione massima, $\sigma_{s,max}$, per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{s,max} \leq 0,8 f_{yk} \quad [4.1.17]$$

3.5.2 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:

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:

$w_1 = 0.2 \text{ mm}$

$w_2 = 0.3 \text{ mm}$

$w_3 = 0.4 \text{ mm}$

Si adotterà pertanto:

- Condizioni ambientali ordinarie per gli elementi di fondazione
- Condizioni ambientali aggressive per gli elementi in elevazione

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. 7/19.

4 ANALISI E VERIFICHE SPALLA

4.1 GENERALITÀ

La spalla presentano una configurazione a paramento di spessore 1.90 m e muri di risvolto per il contenimento del rilevato retrostante di spessore 0.00 m. L'altezza della spalla (escluso paraghiaia) è pari a 6.05 m.

MANDATARIA

 Sintagma

MANDANTE

 **GEOTECHNICAL
DESIGN GROUP**



ICARIA
società di ingegneri

10 di 68

La spalla ha in testa un paraghiaia di spessore 0.5 m ed altezza di circa 3.50 m dalla testa muro frontale.

Le fondazioni sono realizzate su pali di diametro 1.20 m collegate in testa da una platea di spessore 1.80 m.

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 NTC18, 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 adottati 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 .

Per le verifiche geotecniche si è fatto riferimento alla combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2.

Tab. 5.1.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ³⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ³⁾	1,00 ⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	γ_{e2} , γ_{e3} , γ_{e4}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

³⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁴⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁵⁾ 1,20 per effetti locali

Relazione di calcolo delle Spalle 1/2

Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combinazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	–	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

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

- 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

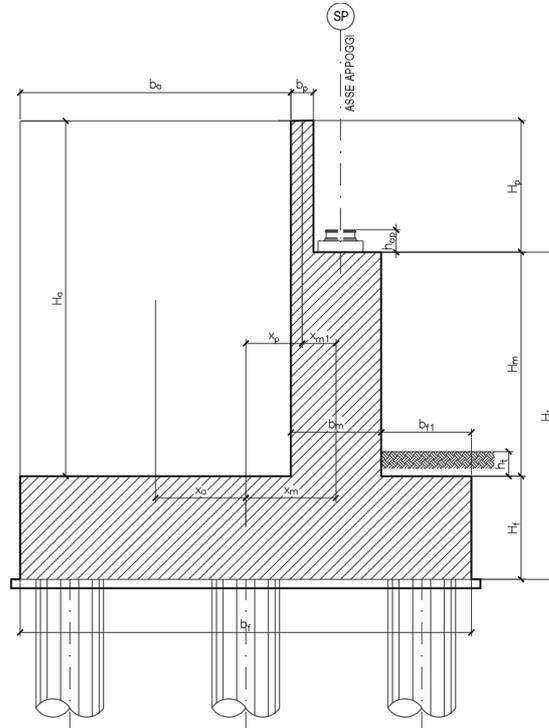


Figura 4.1. Significato dei simboli: sezione tipologica

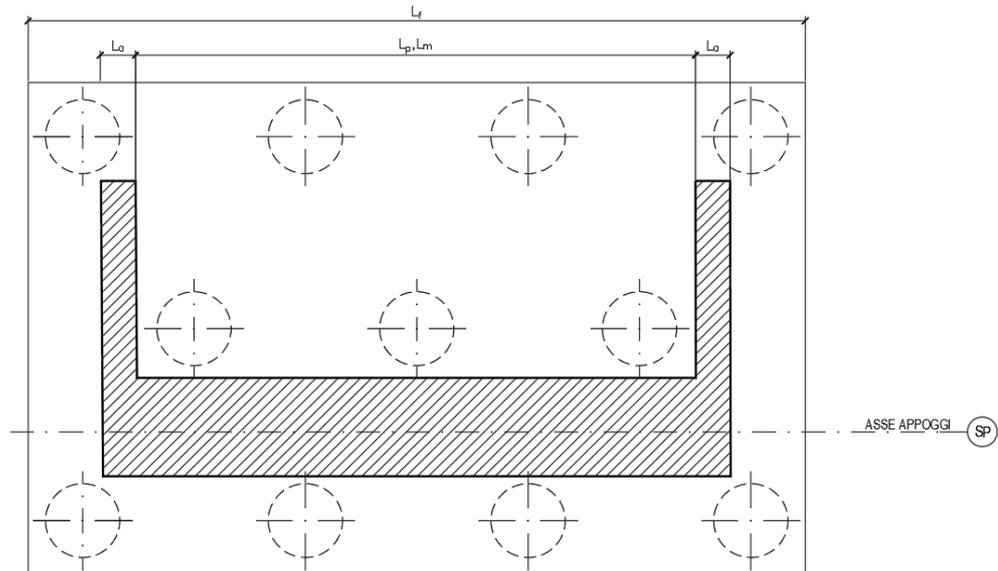


Figura 4.2. Significato dei simboli: pianta tipologica

Relazione di calcolo delle Spalle 1/2

Generali			
Peso cls	γ_{cls}	25	kN/m ³
Peso terreno	γ_t	18	kN/m ³
Sovraccarico accidentale sul rilevato	q_{acc}	20.0	kN/m ²
Altezza appoggio + baggiolo	h_{ap}	0.40	m
Distanza piano appoggi-intradosso plinto	H_1	8.25	m
Paraghiaia			
Altezza	H_p	3.50	m
Lunghezza lungo asse X	b_p	0.5	m
Lunghezza lungo asse Y	L_p	16.80	m
Distanza tra i muri andatori dir. Y		16.80	m
Coordinata X del baricentro rispetto fondazione	x_p	1.35	m
Muro frontale			
Altezza	H_m	6.05	m
Lunghezza lungo asse X	b_m	1.90	m
Lunghezza lungo asse Y	L_m	16.80	m
Coordinata X del baricentro rispetto fondazione	x_m	2.55	m
Coordinata X del baricentro rispetto paraghiaia	x_{m1}	-1.20	m
Distanza asse baggioli- asse muro frontale		0.25	m
Plinto			
Altezza	H_f	1.80	m
Lunghezza lungo asse X	b_f	9.60	m
Lunghezza lungo asse Y	L_f	16.80	m
Mensola anteriore plinto	b_{f1}	1.30	m
Spessore ricoprimento medio	h_t	0.80	m
Distanza asse baggioli - baricentro plinto		2.80	m
Muro andatore			
Altezza	H_a	9.55	m
Lunghezza di un singolo muro lungo asse Y	L_a	0.00	m
Lunghezza di un singolo muro lungo asse X	b_a	6.40	m
Coordinata X del baricentro rispetto fondazione	x_a	-1.60	m
Terreno			
Angolo d'attrito interno (ϕ)		35	°
Coefficiente per il calcolo della spinta a riposo		▼	Ko = 0.426
Sisma			
S_s		1.479	
a_g		0.143	
Coefficiente riduttivo		1.00	
Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.211	
Mononobe e Okabe	K_{AE}	0.430	
Coefficiente per sisma verticale	k_v	0.106	

Tabella 4.1 – 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° Corsie convenzionali		3	
Lunghezza	L	44	m
Peso Proprio	G1	165	kN/m
Permanenti portati	G2	50	kN/m
n° totale appoggi sulla spalla	n	3	
Reazione appoggio $i = (G1 * L / 2) / n$	Ri	1210.0	kN
Reazione appoggio $i = (G2 * L / 2) / n$	Ri	366.7	kN
Reazione appoggio $i = (G2 * L / 2) / n$ (ballast)	Ri	0	kN

4.6.2 Carichi trasmessi dall'impalcato

I carichi del traffico vengono dedotti dal modello FEM dell'impalcato. Sul singolo appoggio forniscono i risultati in tabella seguente. Si considera per gli appoggi un attrito pari al 3%.

Relazione di calcolo delle Spalle 1/2

Appoggio	A			B			C			biz
	FZ	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ	FX	FY	
Descrizione carico	[kN]	[m]								
Peso proprio G1	1210			1210			1210			0.00
Permanenti G2	367			367			367			0.00
										0.00
Comb. Nmax Q1	800			1025			451			0.00
Comb. Nmax Q3 frenatura		300			300			300		3.00
Comb. Nmax Q4 centrifuga						137				3.00
Comb. Nmax Q folla										0.00
Comb. MTmax Q1	1206			668			-13			0.00
Comb. MTmax Q3 frenatura		300			300			300		3.00
Comb. MTmax Q4 centrifuga						137				3.00
Comb. MTmax Q folla										0.00
Comb. MLmax Q1										0.00
Comb. MLmax Q3 frenatura										3.00
Comb. MLmax Q4 centrifuga										3.00
Comb. MLmax Q folla										0.00
Vento Ponte Scarico						202				3.00
Vento Ponte Carico						297				3.00
Attrito permanente		47	47		47	47		47	47	0.00
Attrito carichi mobili		36	36		31	31		14	14	0.00
Sisma longitudinale		200			200			200		0.00
Sisma trasversale			150			150			150	0.00
Sisma verticale	250			250			250			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	180	180	m
Zona	Z	3	3	
Parametri	Vb,0	27	27	m/s
Parametri	ao	500	500	m
Parametri	ks	0.37	0.37	1/s
Velocità di riferimento (Tr=50anni)	$v_b = v_{b0} * (1 + k_s(a_s/a_o - 1))$	27	27	m/s
Periodo di ritorno considerato	TR	100	100	anni
	α_R	1.04	1.04	
Velocità di riferimento	Vb(TR)	28.06	28.06	m/s
Densità dell'aria	ρ	1.25	1.25	kg/mc
Pressione cinetica di riferimento	$q_b = 0.5 * \rho * v_b^2$	0.49	0.49	kN/mq
Classe di rugosità del terreno	D	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	10	10	m
Coefficiente di topografia	ct	1	1	
Coefficiente di esposizione (z)	ce(z)	2.35	2.35	
Larghezza impalcato	b	11.1	11.1	m
Altezza impalcato	h1	3	3	m
Altezza veicoli o parapetto	h2	1.5	3	m
Altezza totale impalcato (comprese le barriere o veicoli)	dtot	4.5	6	m
Rapporto di forma	b/dtot	2.47	1.85	
Coefficiente di forza (figura 8.3 EC)	cfx	1.76	1.95	

Riepilogo

Pressione cinetica di riferimento	qb	0.49	0.49	kN/mq
Coefficiente di esposizione	ce	2.35	2.35	
Coefficiente di forza	cfx	1.76	1.95	
Altezza di riferimento (EC punto 8.3.1 (4) e (5))	d	4.5	6	m
Forza statica equivalente a m/1	f=prodotto	9.2	13.5	kN/m
Pressione statica equivalente	p=f/d	2.04	2.25	kN/mq
Pressione statica equivalente (minima considerata)	pmin	1.5	1.5	kN/mq
Forza statica equivalente a m/1 considerata	f	9.2	13.5	kN/m

Vento impalcato a ponte scarico

Forza statica equivalente	f	9.2		kN/m
Luce impalcato	L	44		m
Forza trasversale al piano appoggi	FT=f*L/2	202		kN/m

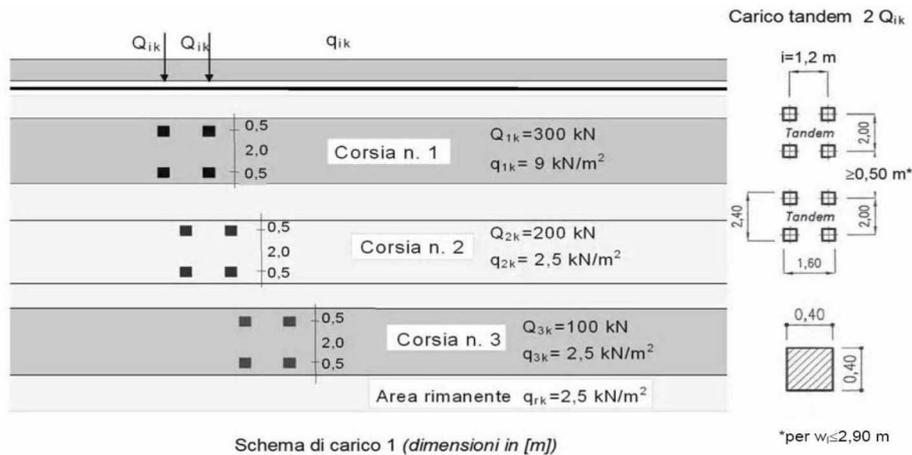
Vento impalcato a ponte carico

Forza statica equivalente	f	13.5		kN/m
Luce impalcato	L	44		m
Forza trasversale al piano appoggi	FT=f*L/2	297		kN/m

4.6.4 Carichi da traffico verticali

L'opera è stata progettata considerando le sollecitazioni dovute al carico da traffico veicolare.

Le azioni variabili del traffico definite nello Schema di Carico 1 sono costituite da carichi concentrati e da carichi uniformemente distribuiti. Tale schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali.



Il numero delle colonne di carichi mobili e la loro disposizione sono quelli massimi compatibili con la larghezza della carreggiata considerata, per i ponti di 1a Categoria.

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9
Corsia Numero 2	200	2,5
Corsia Numero 3	100	2,5
Altre corsie	0,00	2,50

Sui marciapiedi si applica lo Schema di Carico 5 (folla) con valore $q = 5 \text{ kN/mq}$.

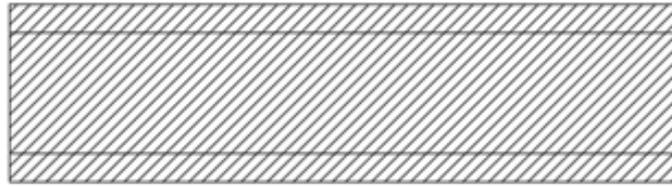
Di seguito si farà riferimento alle due condizioni di carico seguenti:

- N_{max} , massimo sforzo normale per la spalla: il carico è presente sull'impalcato con il numero massimo di corsie convenzionali geometricamente consentite. Si riporta di seguito uno schema esemplificativo:



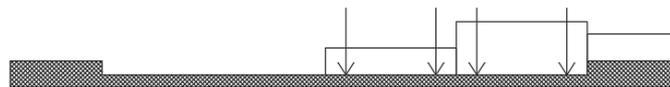
Relazione di calcolo delle Spalle 1/2

PIANTA

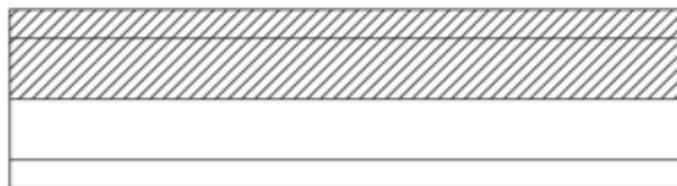


- Mt max, massimo momento lungo l'asse x (direzione di marcia): il carico è presente solo da un lato della carreggiata. Si riporta di seguito uno schema esemplificativo:

SEZIONE TRASVERSALE



PIANTA



4.6.5 Carichi da traffico orizzontali

La forza di frenamento o di accelerazione q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6 (2Q_{1k}) + 0,10 q_{1k} \quad W1 \quad L \leq 900 \text{ kN}$$

L'azione di frenatura viene dedotta dalle reazioni dell'impalcato.

L'azione centrifuga è stata valutata secondo la tabella seguente. Essa è applicata alla quota della pavimentazione.

Raggio di curvatura [m]	Q_4 [kN]
$R < 200$	$0,2 \cdot Q_v$
$200 \leq R \leq 1500$	$40 \cdot Q_v / R$
$1500 \leq R$	0

Centrifuga		
Raggio planimetrico	350	m
n° corsie	3	
Qv	1200	kN
q4	137	kN

4.6.6 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 $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

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

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

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

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

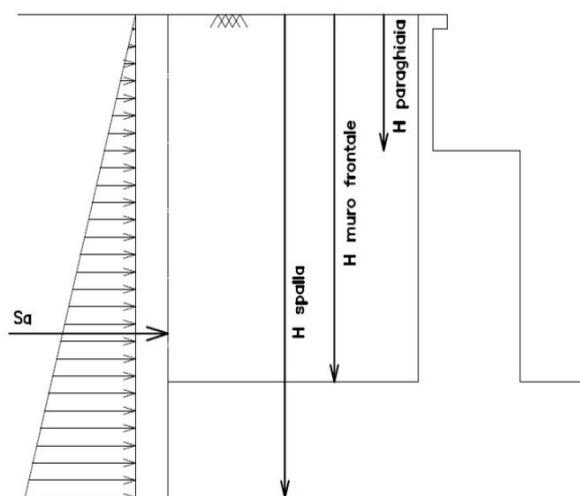


Figura 4.3. Spinta statica terreno di rinterro

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

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi' = 35^\circ$$

$$c' = 0$$

4.6.7 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.

$$q = 20 \text{ kN/ m}^2$$

$$S_q = 20 * 0.426 = 8.53 \text{ kN/m}^2$$

4.6.8 Spinta del sovraccarico accidentale condizioni statiche

In aggiunta in condizioni statiche si considera un sovraccarico accidentale pari a $Q = 20 \text{ kN/m}^2$ gravante sulla spalla e sul cuneo di spinta a tergo di essa.

La presenza del sovraccarico Q genera una spinta pari a:

$$S_q = q * H * K_o$$

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

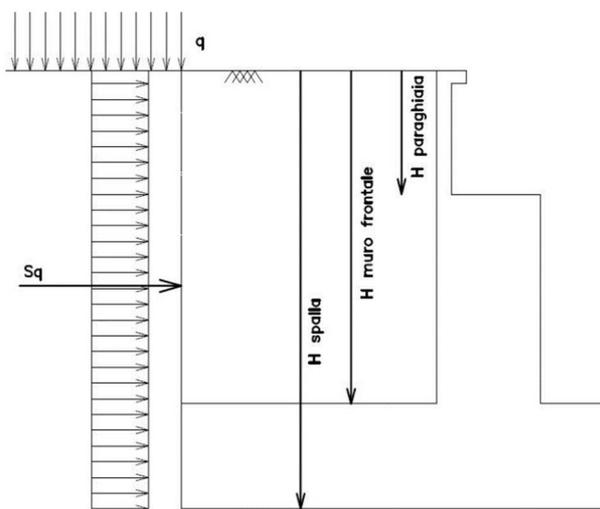


Figura 4.4. Spinta statica sovraccarico accidentale

4.6.9 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. 17 gennaio 2018 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 rigidezza 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.

- Sovrappinta sismica del terreno

Per la valutazione del coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche si farà riferimento alla formulazione di Mononobe-Okabe, secondo le indicazioni contenute nell'EC8 – Parte 5 – Annesso E (E.9 “Force due to earth pressure for rigid structures”):

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

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

Tale risultante è applicata ad un'altezza pari ad H/3.

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

Mononobe e Okabe			
Inclinazione Paramento	α	90.0	
Angolo d'attrito interno	ϕ	35.0	°
Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.211	
Coefficiente per sisma verticale	k_v	0.106	
$\theta (+k_v)$		10.8	
$\theta (-k_v)$		13.3	
Mononobe e Okabe (+ k_v)	K_{AE}	0.389	
Mononobe e Okabe (- k_v)	K_{AE}	0.424	

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 statica e della spinta sismica:

$$E_d = S_{stat} + \Delta S_s$$

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

- Valori di progetto

Sulla base delle indicazioni delle NTC2018 si assumono i seguenti valori per determinare l'azione sismica di riferimento nel comune di Monterotondo interessato dall'opera:

- vita nominale: $VN = 50$ anni (costruzioni con livelli di prestazione ordinari)
- coefficiente d'uso: $CU = 2$
- periodo di riferimento: $VR = VN \times CU = 100$ anni:
- stato limite ultimo di salvaguardia della vita, SLV
- probabilità di superamento associata allo stato limite SLV : $PVR = 10\%$ periodo di ritorno: $TR = -VR / \ln(1 - PVR) = 949$ anni

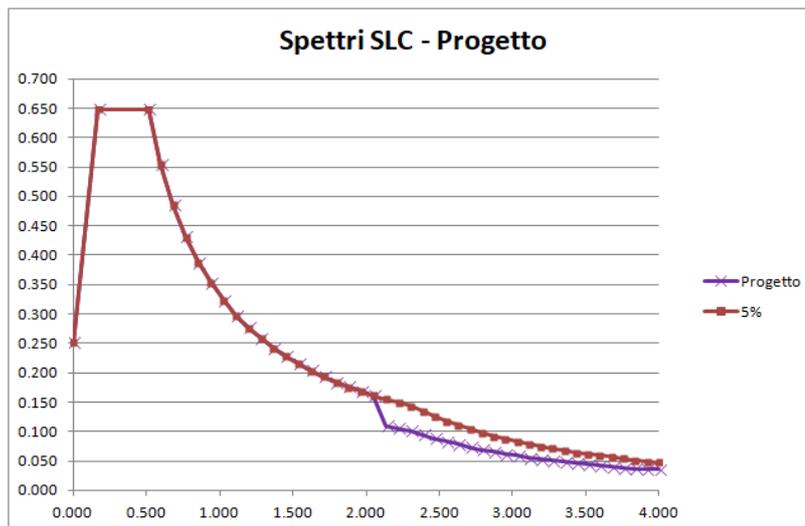
- categoria di sottosuolo: C
- categoria topografica: T1

I parametri sismici principali sono riassunti nella seguente Tabella 4-2 (le accelerazioni di riferimento sono riportate all'allegato 2 del DM2008 cui il DM2018 rimanda).

Tabella 4-2 – Valori dei parametri per la definizione del sisma di progetto

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	60	0.057	2.562	0.277
SLD	101	0.068	2.575	0.290
SLV	949	0.143	2.572	0.332
SLC	1950	0.177	2.567	0.341

L'impalcato è protetto tramite isolatori in gomma armata.



4.6.10 Inerzie strutturali

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

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

4.6.11 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, Ml, Mt 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.

4.6.12 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 Nmax, Nmin, 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	735			0.00	0.00	1.75	0	0
Rinterro	g3		790		0.00	0.00	1.17	0	921
Frenatura sul paraghiaia		300	180		0.00	0.00	3.50	0	630
Sovr. acc. sul rilevato			501		0.00	0.00	1.75	0	878

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	735	0	0	-1.20		7.80	0	-882
Muro frontale	g1	4828	0	0			3.03	0	0
Totale Permanenti		5563	0	0				0	-882
Rinterro	g3		5880	0			3.18	0	18719
Sovr. acc. sul rilevato			1368	0			4.78	0	6534

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	735			1.35	0.00	9.60	0	992
Muro frontale	g1	4828			2.55	0.00	4.83	0	12311
Plinto	g1	7258			0.00	0.00	0.90	0	0
Muri andatori	g1	0			-1.60	0.00	6.58	0	0
Totale Permanenti		12821						0	13303
Rinterro	g3	18483			-1.60	0.00	6.58	0	-29572
Ricop. Plinto	g3	314			1.60	0.00	2.20	0	503
Sovr. acc. sul rilevato		2150			-1.60	0.00	11.35	0	-3441
* Il sovraccarico accidentale a tergo della spalla è da considerarsi presente in tutte le combinazioni									
Rinterro	g3		8306		-1.60	0.00	3.78	0	31424
Sovr. acc. sul rilevato			1626		0.00	0.00	5.68	0	9229

Fase sismica Monobe-Okabe

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	735			0.00	0.00	1.75	0	0
Rinterro	g3		502		0.00	0.00	1.17	0	586
Frenatura sul paraghiaia		300	180		0.00	0.00	3.50	0	630
Sovr. acc. sul rilevato			319		0.00	0.00	1.75	0	558

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	155	0	0.00	0.00	1.75	0	272
Rinterro	Inerzia		1433				1.75	0	2507
	Sovraspinta		295				1.17	0	344
Rinterro [totale]			1728					0	2851
Sovr. acc. sul rilevato			319		0.00	0.00	1.75	0	558
Totale generale			2202					0	3681

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	155	0.00	0.00	1.75	272	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	78	0	0	0.00	0.00	1.75	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	735	0	0	-1.20		7.80	0	-882
Muro frontale	g1	4828	0	0			3.03	0	0
Totale Permanenti		5563	0	0				0	-882
Rinterro	g3		3737	0			3.18	0	11896
Sovr. acc. sul rilevato			870	0			4.78	0	4152

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		155		-1.20	0.00	7.80	0	1213
Muro frontale	q6		1021		0.00	0.00	3.03	0	3089
Rinterro	Inerzia		3909				4.78	0	18666
	Sovraspinta		2197				3.18	0	6993
Rinterro [totale]			6106					0	25659
Sovr. acc. sul rilevato			870				4.78	0	4152
Totale generale			8152					0	34112

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			155	-1.20	0.00	7.80	1213	0
Muro frontale	q6			1021	0.00	0.00	3.03	3089	0
Rinterro					0.00	0.00	0.00	0	0
Totale generale				1177				4301	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	78			-1.20	0.00	7.80	0	-93
Muro frontale	q6	511			0.00	0.00	3.03	0	0
Totale generale		588						0	-93

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	735			1.35	0.00	9.60	0	992
Muro frontale	g1	4828			2.55	0.00	4.83	0	12311
Plinto	g1	7258			0.00	0.00	0.90	0	0
Muri andatori	g1	0			-1.60	0.00	6.58	0	0
Totale Permanenti		12821						0	13303
Rinterro	g3	18483			-1.60	0.00	6.58	0	-29572
Ricop. Plinto	g3	314			1.60	0.00	2.20	0	503
Sovr. acc. sul rilevato		2150			-1.60	0.00	11.35	0	-3441
* Il sovraccarico accidentale a tergo della spalla è da considerarsi presente in tutte le combinazioni									
Rinterro	g3		5278		-1.60	0.00	3.78	0	19970
Sovr. acc. sul rilevato			1033		0.00	0.00	5.68	0	5865

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	q6		155		1.35	0.00	9.60	0	1492
Muro frontale	q6		1021		2.55	0.00	4.83	0	4927
Plinto	q6		1535		0.00	0.00	0.90	0	1381
Muri andatori	q6		0		-1.60	0.00	6.58	0	0
Rinterro	Inerzia		3909		-1.60	0.00	6.58	0	25702
	Sovrappinta		3103		-1.60	0.00	3.78	0	11739
Rinterro [totale]			7012				6.58	0	37441
Sovr. acc. sul rilevato			1033		-1.60		6.58	0	5865
Totale generale			10757						51107

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			155	1.35	0.00	9.60	1492	0
Muro frontale	q6			1021	2.55	0.00	4.83	4927	0
Plinto	q6			1535	0.00	0.00	0.90	1381	0
Muri andatori	q6			0	-1.60	0.00	6.58	0	0
Rinterro	Inerzia			3909	0.00		6.58	25702	0
	Sovrappinta			163			3.78	616	0
Rinterro [totale]				4072				26318	0
Sovr. acc. sul rilevato				1033	-1.60		11.35	11730	0
Totale generale				7817				45848	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	78			1.35	0.00	9.60	0.00	105
Muro frontale	q6	511			2.55	0.00	4.83	0.00	1302
Plinto	q6	767			0.00	0.00	0.90	0.00	0
Muri andatori	q6	0			-1.60	0.00	6.58	0.00	0
Rinterro	q6	1955			-1.60	0.00	0.00	0.00	-3127
Ricop. Plinto	q6	33			1.60	0.00	2.20	0.00	53
Totale generale		3344						0.00	-1667

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 [kN]	Tx [kN]	Ty [kN]	Mx [kN*m]	My [kN*m]
A2 - SLU - N max gr.1	1080	1810	0	0	2932
A2 - SLU - MT max gr.1	1080	1810	0	0	2932
A2 - SLU - ML max gr.1	1080	1810	0	0	2932
A2 - SLU - N max gr.2	1080	1810	0	0	2932
A2 - SLU - MT max gr.2	1080	1810	0	0	2932
A2 - SLU - ML max gr.2	1080	1810	0	0	2932
A2 - SLU - N max gr.3	1080	1810	0	0	2932
A2 - SLU - MT max gr.3	1080	1810	0	0	2932
A2 - SLU - ML max gr.3	1080	1810	0	0	2932
A2 - SLU - Vento ponte scarico	735	1027	0	0	1198
A2 - SLU - N max gr.1	1080	1574	0	0	2655
A2 - SLU - MT max gr.1	1080	1574	0	0	2655
A2 - SLU - ML max gr.1	1080	1574	0	0	2655
A2 - SLU - N max gr.2	1080	1574	0	0	2655
A2 - SLU - MT max gr.2	1080	1574	0	0	2655
A2 - SLU - ML max gr.2	1080	1574	0	0	2655
A2 - SLU - N max gr.3	1080	1574	0	0	2655
A2 - SLU - MT max gr.3	1080	1574	0	0	2655
A2 - SLU - ML max gr.3	1080	1574	0	0	2655
A2 - SLU - Vento ponte scarico	735	790	0	0	921
A1 - SLU - N max gr.1	1397	2105	0	0	3417
A1 - SLU - MT max gr.1	1397	2105	0	0	3417
A1 - SLU - ML max gr.1	1397	2105	0	0	3417
A1 - SLU - N max gr.2	1397	2105	0	0	3417
A1 - SLU - MT max gr.2	1397	2105	0	0	3417
A1 - SLU - ML max gr.2	1397	2105	0	0	3417
A1 - SLU - N max gr.3	1397	2105	0	0	3417
A1 - SLU - MT max gr.3	1397	2105	0	0	3417
A1 - SLU - ML max gr.3	1397	2105	0	0	3417
A1 - SLU - Vento ponte scarico	1397	2105	0	0	3417
A1 - SLU - N max gr.1	1140	1710	0	0	2957
A1 - SLU - MT max gr.1	1140	1710	0	0	2957
A1 - SLU - ML max gr.1	1140	1710	0	0	2957
A1 - SLU - N max gr.2	1140	1710	0	0	2957
A1 - SLU - MT max gr.2	1140	1710	0	0	2957
A1 - SLU - ML max gr.2	1140	1710	0	0	2957
A1 - SLU - N max gr.3	1140	1710	0	0	2957
A1 - SLU - MT max gr.3	1140	1710	0	0	2957
A1 - SLU - ML max gr.3	1140	1710	0	0	2957
A1 - SLU - Vento ponte scarico	735	790	0	0	921

Relazione di calcolo delle Spalle 1/2

SLE Rara - N max gr.1	1035	1471	0	0	2429
SLE Rara - MT max gr.1	1035	1471	0	0	2429
SLE Rara - ML max gr.1	1035	1471	0	0	2429
SLE Rara - N max gr.2	1035	1471	0	0	2429
SLE Rara - MT max gr.2	1035	1471	0	0	2429
SLE Rara - ML max gr.2	1035	1471	0	0	2429
SLE Rara - N max gr.3	1035	1471	0	0	2429
SLE Rara - MT max gr.3	1035	1471	0	0	2429
SLE Rara - ML max gr.3	1035	1471	0	0	2429
SLE Rara - Vento ponte scarico	735	790	0	0	921
SLE Freq. - N max gr.1	960	1301	0	0	2052
SLE Freq. - MT max gr.1	960	1301	0	0	2052
SLE Freq. - ML max gr.1	960	1301	0	0	2052
SLE Freq. - N max gr.2	960	1301	0	0	2052
SLE Freq. - MT max gr.2	960	1301	0	0	2052
SLE Freq. - ML max gr.2	960	1301	0	0	2052
SLE Freq. - N max gr.3	960	1301	0	0	2052
SLE Freq. - MT max gr.3	960	1301	0	0	2052
SLE Freq. - ML max gr.3	960	1301	0	0	2052
SLE Freq. - Vento ponte scarico	735	790	0	0	921
SLE Q.P. - ML max gr.3	735	790	0	0	921
SLV -dir.X_1	818	2485	47	82	3947
SLV -dir.X_2	772	2485	47	82	3947
SLV -dir.Y_1	818	1167	155	272	1760
SLV -dir.Y_2	772	1167	155	272	1760
SLV -dir.Z+	873	1167	47	82	1760
SLV -dir.Z-	717	1167	47	82	1760

Tabella 4.3 – Sollecitazioni alla base del muro paraghiaia.

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 [kN]	Tx [kN]	Ty [kN]	Mx [kN*m]	My [kN*m]
A2 - SLU - N max gr.1	13242	9495	509	5381	34673
A2 - SLU - MT max gr.1	12764	9495	509	8883	34554
A2 - SLU - ML max gr.1	10624	9495	509	3976	34019
A2 - SLU - N max gr.2	12587	10530	509	5030	44290
A2 - SLU - MT max gr.2	12229	10530	509	7656	44201
A2 - SLU - ML max gr.2	10624	9495	509	3976	34019
A2 - SLU - N max gr.3	12587	9495	666	6518	34509
A2 - SLU - MT max gr.3	12229	9495	666	9145	34420
A2 - SLU - ML max gr.3	10624	9495	509	3976	34019
A2 - SLU - Vento ponte scarico	10624	7829	447	3672	25908
A2 - SLU - N max gr.1	12911	7688	466	5106	28700
A2 - SLU - MT max gr.1	12434	7688	466	8608	28581
A2 - SLU - ML max gr.1	10294	7688	466	3701	28046
A2 - SLU - N max gr.2	12257	8723	466	4755	38317
A2 - SLU - MT max gr.2	11899	8723	466	7381	38228
A2 - SLU - ML max gr.2	10294	7688	466	3701	28046
A2 - SLU - N max gr.3	12257	7688	624	6244	28536
A2 - SLU - MT max gr.3	11899	7688	624	8870	28447
A2 - SLU - ML max gr.3	10294	7688	466	3701	28046
A2 - SLU - Vento ponte scarico	10294	6022	405	3397	19935
A1 - SLU - N max gr.1	17135	10989	589	6249	40188
A1 - SLU - MT max gr.1	16574	10989	589	10360	40048
A1 - SLU - ML max gr.1	14062	10989	589	4600	39420
A1 - SLU - N max gr.2	16366	12204	589	5837	51478
A1 - SLU - MT max gr.2	15946	12204	589	8920	51373
A1 - SLU - ML max gr.2	14062	10989	589	4600	39420
A1 - SLU - N max gr.3	16366	10989	774	7584	39996
A1 - SLU - MT max gr.3	15946	10989	774	10667	39891
A1 - SLU - ML max gr.3	14062	10989	589	4600	39420
A1 - SLU - Vento ponte scarico	14062	10989	625	4937	39420
A1 - SLU - N max gr.1	13367	7978	518	5791	30224
A1 - SLU - MT max gr.1	12806	7978	518	9902	30084
A1 - SLU - ML max gr.1	10294	7978	518	4142	29456
A1 - SLU - N max gr.2	12598	9193	518	5379	41514
A1 - SLU - MT max gr.2	12598	9193	518	5379	41514
A1 - SLU - ML max gr.2	12178	9193	518	8462	41409
A1 - SLU - N max gr.3	10294	7978	518	4142	29456
A1 - SLU - MT max gr.3	12598	7978	703	7127	30032
A1 - SLU - ML max gr.3	12178	7978	703	10210	29927
A1 - SLU - Vento ponte scarico	10294	6131	518	4142	20636

Relazione di calcolo delle Spalle 1/2

SLE Rara - N max gr.1	10294	7391	445	3779	26469
SLE Rara - MT max gr.1	12570	7471	401	4340	27557
SLE Rara - ML max gr.1	12155	7471	401	7385	27453
SLE Rara - N max gr.2	10294	7471	401	3118	26988
SLE Rara - MT max gr.2	12001	8371	401	4035	35920
SLE Rara - ML max gr.2	11690	8371	401	6318	35842
SLE Rara - N max gr.3	10294	7471	401	3118	26988
SLE Rara - MT max gr.3	12001	7471	538	5329	27415
SLE Rara - ML max gr.3	11690	7471	538	7613	27337
SLE Rara - Vento ponte scarico	10294	6103	401	3118	20454
SLE Freq. - N max gr.1	12001	7109	202	2221	25651
SLE Freq. - MT max gr.1	11690	7109	202	4505	25574
SLE Freq. - ML max gr.1	10294	7109	202	1305	25225
SLE Freq. - N max gr.2	11574	7784	202	1992	31923
SLE Freq. - MT max gr.2	11341	7784	202	3705	31865
SLE Freq. - ML max gr.2	10294	7109	202	1305	25225
SLE Freq. - N max gr.3	11574	7109	305	2963	25545
SLE Freq. - MT max gr.3	11341	7109	305	4676	25486
SLE Freq. - ML max gr.3	10294	7109	202	1305	25225
SLE Freq. - Vento ponte scarico	10294	6022	182	1297	19935
SLE Q.P. - ML max gr.3	10294	7471	222	1434	26988
SLV -dir.X 1	10695	11951	646	3180	47905
SLV -dir.X 2	9892	11951	646	3180	47848
SLV -dir.Y 1	11068	6614	1812	9335	26018
SLV -dir.Y 2	10265	6614	1812	9335	25961
SLV -dir.Z+	12087	6614	673	3684	26104
SLV -dir.Z-	9411	6614	673	3684	25916

Tabella 4.4 – 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.

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 [kN]	Tx [kN]	Ty [kN]	Mx [kN*m]	My [kN*m]
A2 - SLU - N max gr.1	47408	12945	509	6296	46807
A2 - SLU - MT max gr.1	46931	12945	509	9798	45470
A2 - SLU - ML max gr.1	44791	12945	509	4892	39478
A2 - SLU - N max gr.2	46754	13980	509	5945	56618
A2 - SLU - MT max gr.2	46396	13980	509	8572	55616
A2 - SLU - ML max gr.2	44791	12945	509	4892	39478
A2 - SLU - N max gr.3	46754	12945	666	7718	44975
A2 - SLU - MT max gr.3	46396	12945	666	10344	43972
A2 - SLU - ML max gr.3	44791	12945	509	4892	39478
A2 - SLU - Vento ponte scarico	42318	10982	447	4476	32058
A2 - SLU - N max gr.1	41439	10410	466	5945	44824
A2 - SLU - MT max gr.1	40962	10410	466	9447	43488
A2 - SLU - ML max gr.1	38822	10410	466	4540	37496
A2 - SLU - N max gr.2	40785	11445	466	5594	54636
A2 - SLU - MT max gr.2	40427	11445	466	8220	53634
A2 - SLU - ML max gr.2	38822	10410	466	4540	37496
A2 - SLU - N max gr.3	40785	10410	624	7366	42992
A2 - SLU - MT max gr.3	40427	10410	624	9993	41990
A2 - SLU - ML max gr.3	38822	10410	466	4540	37496
A2 - SLU - Vento ponte scarico	36349	8448	405	4125	30076
A1 - SLU - N max gr.1	58031	14976	589	7309	58907
A1 - SLU - MT max gr.1	57471	14976	589	11419	57338
A1 - SLU - ML max gr.1	54958	14976	589	5660	50304
A1 - SLU - N max gr.2	57263	16191	589	6896	70425
A1 - SLU - MT max gr.2	56843	16191	589	9979	69248
A1 - SLU - ML max gr.2	54958	14976	589	5660	50304
A1 - SLU - N max gr.3	57263	14976	774	8977	56756
A1 - SLU - MT max gr.3	56843	14976	774	12060	55580
A1 - SLU - ML max gr.3	54958	14976	589	5660	50304
A1 - SLU - Vento ponte scarico	54958	14976	625	6061	50304
A1 - SLU - N max gr.1	42324	10752	518	6723	47389
A1 - SLU - MT max gr.1	41764	10752	518	10834	45820
A1 - SLU - ML max gr.1	39252	10752	518	5074	38786
A1 - SLU - N max gr.2	41556	11967	518	6311	58907
A1 - SLU - MT max gr.2	41556	11967	518	6311	58907
A1 - SLU - ML max gr.2	41136	11967	518	9394	57731
A1 - SLU - N max gr.3	39252	10752	518	5074	38786
A1 - SLU - MT max gr.3	41556	10752	703	8392	45238
A1 - SLU - ML max gr.3	41136	10752	703	11475	44062
A1 - SLU - Vento ponte scarico	36349	8556	518	5074	30972

Relazione di calcolo delle Spalle 1/2

SLE Rara - N max gr.1	38499	10074	445	4580	35864
SLE Rara - MT max gr.1	40775	10154	401	5061	42901
SLE Rara - ML max gr.1	40360	10154	401	8106	41739
SLE Rara - N max gr.2	38499	10154	401	3839	36528
SLE Rara - MT max gr.2	40206	11054	401	4756	51432
SLE Rara - ML max gr.2	39895	11054	401	7039	50561
SLE Rara - N max gr.3	38499	10154	401	3839	36528
SLE Rara - MT max gr.3	40206	10154	538	6297	41307
SLE Rara - ML max gr.3	39895	10154	538	8581	40436
SLE Rara - Vento ponte scarico	36349	8528	401	3839	30740
SLE Freq. - N max gr.1	39668	9728	202	2585	39694
SLE Freq. - MT max gr.1	39357	9728	202	4869	38823
SLE Freq. - ML max gr.1	37961	9728	202	1669	34915
SLE Freq. - N max gr.2	39242	10403	202	2356	46093
SLE Freq. - MT max gr.2	39008	10403	202	4069	45440
SLE Freq. - ML max gr.2	37961	9728	202	1669	34915
SLE Freq. - N max gr.3	39242	9728	305	3512	38499
SLE Freq. - MT max gr.3	39008	9728	305	5225	37846
SLE Freq. - ML max gr.3	37961	9728	202	1669	34915
SLE Freq. - Vento ponte scarico	36349	8448	182	1625	30076
SLE Q.P. - ML max gr.3	38499	10154	222	1835	36528
SLV -dir.X 1	38007	15967	2390	13357	69561
SLV -dir.X 2	35551	15967	2390	13357	69301
SLV -dir.Y 1	38379	8920	7625	42642	37494
SLV -dir.Y 2	35923	8920	7625	42642	37234
SLV -dir.Z+	41327	8920	2417	13909	38029
SLV -dir.Z-	33140	8920	2417	13909	37164

Tabella 4.5 – Sollecitazioni ad intradosso del baricentro fondazione.

4.7.4 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
Al - SLU - N max gr.1	58031	14976	589	7309	58907	5640	2097	999
Al - SLU - MT max gr.1	57471	14976	589	11419	57338	5636	2027	999
Al - SLU - ML max gr.1	54958	14976	589	5660	50304	5166	2162	999
Al - SLU - N max gr.2	57263	16191	589	6896	70425	5901	1734	1080
Al - SLU - MT max gr.2	56843	16191	589	9979	69248	5898	1681	1080
Al - SLU - ML max gr.2	54958	14976	589	5660	50304	5166	2162	999
Al - SLU - N max gr.3	57263	14976	774	8977	56756	5560	2075	1000
Al - SLU - MT max gr.3	56843	14976	774	12060	55580	5557	2022	1000
Al - SLU - ML max gr.3	54958	14976	589	5660	50304	5166	2162	999
Al - SLU - Vento ponte scarico	54958	14976	625	6061	50304	5173	2154	999
Al - SLU - N max gr.1	42324	10752	518	6723	47389	4262	1381	718
Al - SLU - MT max gr.1	41764	10752	518	10834	45820	4258	1311	718
Al - SLU - ML max gr.1	39252	10752	518	5074	38786	3788	1445	718
Al - SLU - N max gr.2	41556	11967	518	6311	58907	4524	1017	799
Al - SLU - MT max gr.2	41556	11967	518	6311	58907	4524	1017	799
Al - SLU - ML max gr.2	41136	11967	518	9394	57731	4520	965	799
Al - SLU - N max gr.3	39252	10752	518	5074	38786	3788	1445	718
Al - SLU - MT max gr.3	41556	10752	703	8392	45238	4182	1358	718
Al - SLU - ML max gr.3	41136	10752	703	11475	44062	4179	1306	718
Al - SLU - Vento ponte scarico	36349	8556	518	5074	30972	3378	1469	571
						5901	965	1080

Tabella 4.6 – 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 -dir.X 1	38007	15967	2390	13357	69561	4713	354	1076
SLV -dir.X 2	35551	15967	2390	13357	69301	4542	198	1076
SLV -dir.Y 1	38379	8920	7625	42642	37494	4390	727	782
SLV -dir.Y 2	35923	8920	7625	42642	37234	4219	571	782
SLV -dir.Z+	41327	8920	2417	13909	38029	4069	1441	616
SLV -dir.Z-	33140	8920	2417	13909	37164	3499	919	616
						4713	198	1076

Tabella 4.7 – 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	38499	10074	445	4580	35864	3648	1486	672
SLE Rara - MT max gr.1	40775	10154	401	5061	42901	4004	1433	677
SLE Rara - ML max gr.1	40360	10154	401	8106	41739	4000	1381	677
SLE Rara - N max gr.2	38499	10154	401	3839	36528	3652	1481	677
SLE Rara - MT max gr.2	40206	11054	401	4756	51432	4197	1164	737
SLE Rara - ML max gr.2	39895	11054	401	7039	50561	4194	1125	737
SLE Rara - N max gr.3	38499	10154	401	3839	36528	3652	1481	677
SLE Rara - MT max gr.3	40206	10154	538	6297	41307	3944	1416	678
SLE Rara - ML max gr.3	39895	10154	538	8581	40436	3942	1378	678
SLE Rara - Vento ponte scarico	36349	8528	401	3839	30740	3348	1498	569
						4197	1125	737

Tabella 4.8 – Sollecitazioni massime sul singolo palo C.C. SLE.

4.8 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)

4.8.1 Paraghiaia

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

Caratteristiche della sezione :

Sezione rettangolare 0.5x16.80 m

Armatura verticale

As = ϕ 20/10 (lato controterra)

A's = ϕ 16/20 (lato esterno)

Armatura orizzontale

As = ϕ 14/20 (lato controterra)

A's = ϕ 12/20 (lato esterno)

La verifica a taglio è soddisfatta come elemento non armato a taglio. Si prevede comunque un minimo di armatura a taglio costituita da spilli $9\phi 10/m^2$

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:	199.20	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
	ACCIAIO -	Tipo:	B450C
Resist. caratt. snervam. fyk:		450.00	MPa
Resist. caratt. rottura ftk:		450.00	MPa
Resist. snerv. di progetto fyd:		391.30	MPa
Resist. ultima di progetto ftd:		391.30	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:		0.068	
Modulo Elastico Ef		2000000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:		Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta 1 * \beta 2$:		1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta 1 * \beta 2$:		0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:		360.00	MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C32/40

MANDATARIA



MANDANTE



ICARIA
società di ingegneri

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	0.0	0.0
2	0.0	1680.0
3	50.0	1680.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	8.3	8.3	16
2	8.3	1671.7	16
3	41.7	1671.7	16
4	41.7	8.3	16

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	2	166	20
2	3	4	83	16

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	1397.00	0.00	3417.00	0.00	2105.00
2	1397.00	0.00	3417.00	0.00	2105.00
3	1397.00	0.00	3417.00	0.00	2105.00
4	1397.00	0.00	3417.00	0.00	2105.00
5	1397.00	0.00	3417.00	0.00	2105.00
6	1397.00	0.00	3417.00	0.00	2105.00
7	1397.00	0.00	3417.00	0.00	2105.00
8	1397.00	0.00	3417.00	0.00	2105.00
9	1397.00	0.00	3417.00	0.00	2105.00
10	1397.00	0.00	3417.00	0.00	2105.00
11	1140.00	0.00	2957.00	0.00	1710.00
12	1140.00	0.00	2957.00	0.00	1710.00
13	1140.00	0.00	2957.00	0.00	1710.00
14	1140.00	0.00	2957.00	0.00	1710.00
15	1140.00	0.00	2957.00	0.00	1710.00

Relazione di calcolo delle Spalle 1/2

16	1140.00	0.00	2957.00	0.00	1710.00
17	1140.00	0.00	2957.00	0.00	1710.00
18	1140.00	0.00	2957.00	0.00	1710.00
19	1140.00	0.00	2957.00	0.00	1710.00
20	735.00	0.00	921.00	0.00	790.00
21	818.00	82.00	3947.00	47.00	2485.00
22	772.00	82.00	3947.00	47.00	2485.00
23	818.00	272.00	1760.00	155.00	1167.00
24	772.00	272.00	1760.00	155.00	1167.00
25	873.00	82.00	1760.00	47.00	1167.00
26	717.00	82.00	1760.00	47.00	1167.00

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	1035.00	0.00	2429.00
2	1035.00	0.00	2429.00
3	1035.00	0.00	2429.00
4	1035.00	0.00	2429.00
5	1035.00	0.00	2429.00
6	1035.00	0.00	2429.00
7	1035.00	0.00	2429.00
8	1035.00	0.00	2429.00
9	1035.00	0.00	2429.00
10	735.00	0.00	921.00

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	960.00	0.00 (0.00)	2052.00 (2721.38)
2	960.00	0.00 (0.00)	2052.00 (2721.38)
3	960.00	0.00 (0.00)	2052.00 (2721.38)
4	960.00	0.00 (0.00)	2052.00 (2721.38)
5	960.00	0.00 (0.00)	2052.00 (2721.38)
6	960.00	0.00 (0.00)	2052.00 (2721.38)
7	960.00	0.00 (0.00)	2052.00 (2721.38)
8	960.00	0.00 (0.00)	2052.00 (2721.38)
9	960.00	0.00 (0.00)	2052.00 (2721.38)
10	735.00	0.00 (0.00)	921.00 (2798.24)

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

MANDATARIA



MANDANTE



ICARIA
società di ingegneri

Relazione di calcolo delle Spalle 1/2

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	735.00	0.00 (0.00)	921.00 (2798.24)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.3 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 8.0 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 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	1397.00	0.00	3417.00	1397.24	0.04	8136.23	2.37525.5(150.5)	
2	S	1397.00	0.00	3417.00	1397.24	0.04	8136.23	2.37525.5(150.5)	
3	S	1397.00	0.00	3417.00	1397.24	0.04	8136.23	2.37525.5(150.5)	
4	S	1397.00	0.00	3417.00	1397.24	0.04	8136.23	2.37525.5(150.5)	
5	S	1397.00	0.00	3417.00	1397.24	0.04	8136.23	2.37525.5(150.5)	
6	S	1397.00	0.00	3417.00	1397.24	0.04	8136.23	2.37525.5(150.5)	
7	S	1397.00	0.00	3417.00	1397.24	0.04	8136.23	2.37525.5(150.5)	
8	S	1397.00	0.00	3417.00	1397.24	0.04	8136.23	2.37525.5(150.5)	
9	S	1397.00	0.00	3417.00	1397.24	0.04	8136.23	2.37525.5(150.5)	
10	S	1397.00	0.00	3417.00	1397.24	0.04	8136.23	2.37525.5(150.5)	
11	S	1140.00	0.00	2957.00	1139.90	0.05	8090.99	2.73525.5(150.5)	
12	S	1140.00	0.00	2957.00	1139.90	0.05	8090.99	2.73525.5(150.5)	
13	S	1140.00	0.00	2957.00	1139.90	0.05	8090.99	2.73525.5(150.5)	
14	S	1140.00	0.00	2957.00	1139.90	0.05	8090.99	2.73525.5(150.5)	
15	S	1140.00	0.00	2957.00	1139.90	0.05	8090.99	2.73525.5(150.5)	
16	S	1140.00	0.00	2957.00	1139.90	0.05	8090.99	2.73525.5(150.5)	
17	S	1140.00	0.00	2957.00	1139.90	0.05	8090.99	2.73525.5(150.5)	
18	S	1140.00	0.00	2957.00	1139.90	0.05	8090.99	2.73525.5(150.5)	
19	S	1140.00	0.00	2957.00	1139.90	0.05	8090.99	2.73525.5(150.5)	
20	S	735.00	0.00	921.00	734.89	0.15	8019.44	8.63525.5(150.5)	
21	S	818.00	82.00	3947.00	817.97	162.69	8043.26	2.04525.5(150.5)	
22	S	772.00	82.00	3947.00	771.75	173.12	8035.66	2.03525.5(150.5)	
23	S	818.00	272.00	1760.00	817.88	1210.00	8090.30	4.57525.5(150.5)	
24	S	772.00	272.00	1760.00	772.01	1237.56	8081.98	4.57525.5(150.5)	
25	S	873.00	82.00	1760.00	872.71	392.70	8066.03	4.56525.5(150.5)	
26	S	717.00	82.00	1760.00	717.07	372.77	8037.21	4.55525.5(150.5)	

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

MANDATARIA

MANDANTE

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	0.204	50.0	1680.0	0.00009	41.7	1671.7	-0.01365	8.3	8.3
2	0.00350	0.204	50.0	1680.0	0.00009	41.7	1671.7	-0.01365	8.3	8.3
3	0.00350	0.204	50.0	1680.0	0.00009	41.7	1671.7	-0.01365	8.3	8.3
4	0.00350	0.204	50.0	1680.0	0.00009	41.7	1671.7	-0.01365	8.3	8.3
5	0.00350	0.204	50.0	1680.0	0.00009	41.7	1671.7	-0.01365	8.3	8.3
6	0.00350	0.204	50.0	1680.0	0.00009	41.7	1671.7	-0.01365	8.3	8.3
7	0.00350	0.204	50.0	1680.0	0.00009	41.7	1671.7	-0.01365	8.3	8.3
8	0.00350	0.204	50.0	1680.0	0.00009	41.7	1671.7	-0.01365	8.3	8.3
9	0.00350	0.204	50.0	1680.0	0.00009	41.7	1671.7	-0.01365	8.3	8.3
10	0.00350	0.204	50.0	1680.0	0.00009	41.7	1671.7	-0.01365	8.3	8.3
11	0.00350	0.202	50.0	1680.0	0.00006	41.7	1671.7	-0.01379	8.3	8.3
12	0.00350	0.202	50.0	1680.0	0.00006	41.7	1671.7	-0.01379	8.3	8.3
13	0.00350	0.202	50.0	1680.0	0.00006	41.7	1671.7	-0.01379	8.3	8.3
14	0.00350	0.202	50.0	1680.0	0.00006	41.7	1671.7	-0.01379	8.3	8.3
15	0.00350	0.202	50.0	1680.0	0.00006	41.7	1671.7	-0.01379	8.3	8.3
16	0.00350	0.202	50.0	1680.0	0.00006	41.7	1671.7	-0.01379	8.3	8.3
17	0.00350	0.202	50.0	1680.0	0.00006	41.7	1671.7	-0.01379	8.3	8.3
18	0.00350	0.202	50.0	1680.0	0.00006	41.7	1671.7	-0.01379	8.3	8.3
19	0.00350	0.202	50.0	1680.0	0.00006	41.7	1671.7	-0.01379	8.3	8.3
20	0.00350	0.200	50.0	1680.0	0.00001	41.7	1671.7	-0.01403	8.3	8.3
21	0.00350	0.200	50.0	1680.0	0.00003	41.7	1671.7	-0.01399	8.3	8.3
22	0.00350	0.200	50.0	1680.0	0.00002	41.7	1671.7	-0.01402	8.3	8.3
23	0.00350	0.200	50.0	1680.0	0.00006	41.7	1671.7	-0.01399	8.3	8.3
24	0.00350	0.200	50.0	1680.0	0.00005	41.7	1671.7	-0.01402	8.3	8.3
25	0.00350	0.200	50.0	1680.0	0.00004	41.7	1671.7	-0.01396	8.3	8.3
26	0.00350	0.199	50.0	1680.0	0.00002	41.7	1671.7	-0.01405	8.3	8.3

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	0.000411164	0.000000000	-0.017058232	0.204	0.700
2	0.000411164	0.000000000	-0.017058232	0.204	0.700
3	0.000411164	0.000000000	-0.017058232	0.204	0.700
4	0.000411164	0.000000000	-0.017058232	0.204	0.700
5	0.000411164	0.000000000	-0.017058232	0.204	0.700
6	0.000411164	0.000000000	-0.017058232	0.204	0.700
7	0.000411164	0.000000000	-0.017058232	0.204	0.700
8	0.000411164	0.000000000	-0.017058232	0.204	0.700
9	0.000411164	0.000000000	-0.017058232	0.204	0.700
10	0.000411164	0.000000000	-0.017058232	0.204	0.700

MANDATARIA

MANDANTE

11	0.000414677	0.000000000	-0.017233862	0.202	0.700
12	0.000414677	0.000000000	-0.017233862	0.202	0.700
13	0.000414677	0.000000000	-0.017233862	0.202	0.700
14	0.000414677	0.000000000	-0.017233862	0.202	0.700
15	0.000414677	0.000000000	-0.017233862	0.202	0.700
16	0.000414677	0.000000000	-0.017233862	0.202	0.700
17	0.000414677	0.000000000	-0.017233862	0.202	0.700
18	0.000414677	0.000000000	-0.017233862	0.202	0.700
19	0.000414677	0.000000000	-0.017233862	0.202	0.700
20	0.000420481	0.000000000	-0.017524084	0.200	0.700
21	0.000418563	0.000000020	-0.017462043	0.200	0.700
22	0.000419173	0.000000021	-0.017494685	0.200	0.700
23	0.000414411	0.000000126	-0.017431420	0.200	0.700
24	0.000415003	0.000000126	-0.017461531	0.200	0.700
25	0.000416747	0.000000049	-0.017419137	0.200	0.700
26	0.000419043	0.000000046	-0.017529743	0.199	0.700

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	2105.00	4330.00	41.7	1680.0	0.0075	0.17
2	S	2105.00	4330.00	41.7	1680.0	0.0075	0.17
3	S	2105.00	4330.00	41.7	1680.0	0.0075	0.17
4	S	2105.00	4330.00	41.7	1680.0	0.0075	0.17
5	S	2105.00	4330.00	41.7	1680.0	0.0075	0.17
6	S	2105.00	4330.00	41.7	1680.0	0.0075	0.17
7	S	2105.00	4330.00	41.7	1680.0	0.0075	0.17
8	S	2105.00	4330.00	41.7	1680.0	0.0075	0.17
9	S	2105.00	4330.00	41.7	1680.0	0.0075	0.17
10	S	2105.00	4330.00	41.7	1680.0	0.0075	0.17
11	S	1710.00	4297.85	41.7	1680.0	0.0075	0.14
12	S	1710.00	4297.85	41.7	1680.0	0.0075	0.14
13	S	1710.00	4297.85	41.7	1680.0	0.0075	0.14
14	S	1710.00	4297.85	41.7	1680.0	0.0075	0.14
15	S	1710.00	4297.85	41.7	1680.0	0.0075	0.14
16	S	1710.00	4297.85	41.7	1680.0	0.0075	0.14
17	S	1710.00	4297.85	41.7	1680.0	0.0075	0.14
18	S	1710.00	4297.85	41.7	1680.0	0.0075	0.14
19	S	1710.00	4297.85	41.7	1680.0	0.0075	0.14
20	S	790.00	4247.18	41.7	1680.0	0.0075	0.09
21	S	2485.00	4360.96	41.7	1680.0	0.0081	0.10
22	S	2485.00	4434.44	41.7	1680.0	0.0085	0.09
23	S	1167.05	4558.52	41.7	1680.0	0.0093	0.10
24	S	1167.05	4561.96	41.7	1680.0	0.0093	0.09
25	S	1167.01	4476.06	41.7	1680.0	0.0087	0.10
26	S	1167.01	4545.87	41.7	1680.0	0.0093	0.09

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

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
-----	--

MANDATARIA

MANDANTE

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	3.22	50.0	0.0	-26.7	8.3	1661.7	---	---
2	S	3.22	50.0	0.0	-26.7	8.3	1661.7	---	---
3	S	3.22	50.0	0.0	-26.7	8.3	1661.7	---	---
4	S	3.22	50.0	0.0	-26.7	8.3	1661.7	---	---
5	S	3.22	50.0	0.0	-26.7	8.3	1661.7	---	---
6	S	3.22	50.0	0.0	-26.7	8.3	1661.7	---	---
7	S	3.22	50.0	0.0	-26.7	8.3	1661.7	---	---
8	S	3.22	50.0	0.0	-26.7	8.3	1661.7	---	---
9	S	3.22	50.0	0.0	-26.7	8.3	1661.7	---	---
10	S	1.26	50.0	0.0	-9.6	8.3	1661.7	---	---

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	2.73	50.0	0.0	-22.4	8.3	1661.7	---	---
2	S	2.73	50.0	0.0	-22.4	8.3	1661.7	---	---
3	S	2.73	50.0	0.0	-22.4	8.3	1661.7	---	---
4	S	2.73	50.0	0.0	-22.4	8.3	1661.7	---	---
5	S	2.73	50.0	0.0	-22.4	8.3	1661.7	---	---
6	S	2.73	50.0	0.0	-22.4	8.3	1661.7	---	---
7	S	2.73	50.0	0.0	-22.4	8.3	1661.7	---	---
8	S	2.73	50.0	0.0	-22.4	8.3	1661.7	---	---
9	S	2.73	50.0	0.0	-22.4	8.3	1661.7	---	---
10	S	1.26	50.0	0.0	-9.6	8.3	1661.7	---	---

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

Ver.	La sezione viene assunta come fessurata solo se la trazione nel calcestruzzo supera f_{ctm} in almeno una combinazione
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione di trazione del calcestruzzo, valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione di trazione del cls. (in sezione fessurata), valutata nella fibra più interna dell'area Ac eff = 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	= $(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e _{sm} - e _{cm}	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = $sr \cdot max \cdot (e_{sm} - e_{cm})$ [(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	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	0.00	2721.38
2	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	0.00	2721.38
3	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	0.00	2721.38
4	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	0.00	2721.38

MANDATARIA

MANDANTE

Relazione di calcolo delle Spalle 1/2

5	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	0.00	2721.38
6	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	0.00	2721.38
7	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	0.00	2721.38
8	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	0.00	2721.38
9	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	0.00	2721.38
10	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	0.00	2798.24

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	1.26	50.0	0.0	-9.6	8.3	1661.7	---	---

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	2798.24

4.8.2 Muro frontale

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

Caratteristiche della sezione :

Sezione rettangolare 1.90 x16.80m

Armatura verticale

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

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

Armatura orizzontale

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

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

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 $9\phi 12/mq.$

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:	199.20	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Conglomerato:	C32/40	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	0.0	0.0
2	0.0	1680.0
3	190.0	1680.0
4	190.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	9.0	9.0	26
2	9.0	1671.0	26
3	181.0	1671.0	26
4	181.0	9.0	26
5	14.0	9.0	26
6	14.0	1671.0	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	166	26
2	3	4	166	26
3	5	6	166	26

ARMATURE A TAGLIO

MANDATARIA



MANDANTE



ICARIA
società di ingegneri

Diametro staffe: 10 mm
Passo staffe: 2.1 cm
Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

	N	Mx	My	Vy	Vx
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	17134.52	6248.79	40188.13	588.82	10989.19
2	16574.27	10359.54	40048.07	588.82	10989.19
3	14061.92	4599.76	39419.98	588.82	10989.19
4	16366.37	5836.53	51477.84	588.82	12204.19
5	15946.18	8919.59	51372.80	588.82	12204.19
6	14061.92	4599.76	39419.98	588.82	10989.19
7	16366.37	7584.31	39996.09	773.77	10989.19
8	15946.18	10667.37	39891.05	773.77	10989.19
9	14061.92	4599.76	39419.98	588.82	10989.19
10	14061.92	4937.13	39419.98	624.52	10989.19
11	13366.50	5791.06	30224.37	517.85	7978.07
12	12806.25	9901.81	30084.31	517.85	7978.07
13	10293.90	4142.04	29456.22	517.85	7978.07
14	12598.35	5378.81	41514.09	517.85	9193.07
15	12598.35	5378.81	41514.09	517.85	9193.07
16	12178.16	8461.87	41409.04	517.85	9193.07
17	10293.90	4142.04	29456.22	517.85	7978.07
18	12598.35	7126.59	30032.34	702.80	7978.07
19	12178.16	10209.65	29927.29	702.80	7978.07
20	10293.90	4142.04	20635.77	517.85	6130.85
21	10695.38	3180.38	47904.56	645.98	11951.20
22	9892.42	3180.38	47848.02	645.98	11951.20
23	11067.58	9335.27	26017.56	1811.96	6613.55
24	10264.62	9335.27	25961.02	1811.96	6613.55
25	12087.37	3683.61	26104.27	673.38	6613.55
26	9410.83	3683.61	25915.81	673.38	6613.55

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

	N	Mx	My
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	10293.90	3778.80	26468.83
2	12569.90	4339.91	27556.80
3	12154.90	7384.91	27453.05
4	10293.90	3118.41	26987.80

MANDATARIA



MANDANTE



ICARIA
società di ingegneri

5	12000.90	4034.53	35919.55
6	11689.65	6318.28	35841.74
7	10293.90	3118.41	26987.80
8	12000.90	5329.18	27414.55
9	11689.65	7612.93	27336.74
10	10293.90	3118.41	20454.13

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	12000.90	2220.80 (4266.41)	25651.39 (49279.28)
2	11689.65	4504.55 (8522.10)	25573.58 (48382.33)
3	10293.90	1304.67 (2501.79)	25224.64 (48369.82)
4	11574.15	1991.77 (2959.18)	31923.45 (47428.81)
5	11340.71	3704.58 (5455.03)	31865.10 (46921.65)
6	10293.90	1304.67 (2501.79)	25224.64 (48369.82)
7	11574.15	2962.76 (5655.32)	25544.70 (48759.81)
8	11340.71	4675.57 (8823.16)	25486.35 (48094.72)
9	10293.90	1304.67 (2501.79)	25224.64 (48369.82)
10	10293.90	1297.23 (3282.70)	19935.16 (50446.87)

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	10293.90	1434.42 (2543.24)	26987.80 (47849.70)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.7 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	2.4 cm
Copriferro netto minimo staffe:	6.7 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)

Relazione di calcolo delle Spalle 1/2

Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
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	17134.52	6248.79	40188.13	17134.68	20678.63	133175.76	3.28	
2675.9(957.6)									
2	S	16574.27	10359.54	40048.07	16574.18	33503.60	132615.96	3.27	
2675.9(957.6)									
3	S	14061.92	4599.76	39419.98	14061.89	15149.26	130775.51	3.28	
2675.9(957.6)									
4	S	16366.37	5836.53	51477.84	16366.61	15252.51	132614.90	2.56	
2675.9(957.6)									
5	S	15946.18	8919.59	51372.80	15946.26	22939.63	132214.08	2.55	
2675.9(957.6)									
6	S	14061.92	4599.76	39419.98	14061.89	15149.26	130775.51	3.28	
2675.9(957.6)									
7	S	16366.37	7584.31	39996.09	16366.11	24875.81	132534.46	3.28	
2675.9(957.6)									
8	S	15946.18	10667.37	39891.05	15946.17	34769.52	132107.57	3.27	
2675.9(957.6)									
9	S	14061.92	4599.76	39419.98	14061.89	15149.26	130775.51	3.28	
2675.9(957.6)									
10	S	14061.92	4937.13	39419.98	14062.18	15776.21	130768.44	3.28	
2675.9(957.6)									
11	S	13366.50	5791.06	30224.37	13366.52	24559.56	130140.85	4.25	
2675.9(957.6)									
12	S	12806.25	9901.81	30084.31	12806.35	41948.28	129555.42	4.25	
2675.9(957.6)									
13	S	10293.90	4142.04	29456.22	10293.65	17507.69	127693.48	4.29	
2675.9(957.6)									
14	S	12598.35	5378.81	41514.09	12598.23	16437.46	129582.60	3.10	
2675.9(957.6)									
15	S	12598.35	5378.81	41514.09	12598.23	16437.46	129582.60	3.10	
2675.9(957.6)									
16	S	12178.16	8461.87	41409.04	12178.18	26088.08	129175.15	3.09	
2675.9(957.6)									
17	S	10293.90	4142.04	29456.22	10293.65	17507.69	127693.48	4.29	
2675.9(957.6)									
18	S	12598.35	7126.59	30032.34	12598.50	30071.67	129483.58	4.25	
2675.9(957.6)									
19	S	12178.16	10209.65	29927.29	12178.23	43233.22	129042.43	4.26	
2675.9(957.6)									
20	S	10293.90	4142.04	20635.77	10294.01	25157.54	127654.10	6.08	
2675.9(957.6)									
21	S	10695.38	3180.38	47904.56	10695.46	9008.53	128084.64	2.66	
2675.9(957.6)									
22	S	9892.42	3180.38	47848.02	9892.49	8161.48	127439.56	2.65	
2675.9(957.6)									
23	S	11067.58	9335.27	26017.56	11067.60	45469.27	128131.81	4.86	
2675.9(957.6)									
24	S	10264.62	9335.27	25961.02	10264.88	45817.00	127483.29	4.86	
2675.9(957.6)									
25	S	12087.37	3683.61	26104.27	12087.41	17598.01	129158.43	4.87	
2675.9(957.6)									
26	S	9410.83	3683.61	25915.81	9410.70	17840.17	126969.66	4.84	
2675.9(957.6)									

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Xc max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Yc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Xs min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Xs max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Ys max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
	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	190.0	1680.0	0.00211	181.0	1671.0	-0.02483	9.0	9.0
2	0.00350	190.0	1680.0	0.00219	181.0	1671.0	-0.02351	9.0	9.0
3	0.00350	190.0	1680.0	0.00199	181.0	1671.0	-0.02706	9.0	9.0
4	0.00350	190.0	1680.0	0.00205	181.0	1671.0	-0.02597	9.0	9.0
5	0.00350	190.0	1680.0	0.00210	181.0	1671.0	-0.02508	9.0	9.0
6	0.00350	190.0	1680.0	0.00199	181.0	1671.0	-0.02706	9.0	9.0
7	0.00350	190.0	1680.0	0.00213	181.0	1671.0	-0.02460	9.0	9.0
8	0.00350	190.0	1680.0	0.00218	181.0	1671.0	-0.02363	9.0	9.0
9	0.00350	190.0	1680.0	0.00199	181.0	1671.0	-0.02706	9.0	9.0
10	0.00350	190.0	1680.0	0.00200	181.0	1671.0	-0.02699	9.0	9.0
11	0.00350	190.0	1680.0	0.00205	181.0	1671.0	-0.02606	9.0	9.0
12	0.00350	190.0	1680.0	0.00217	181.0	1671.0	-0.02406	9.0	9.0
13	0.00350	190.0	1680.0	0.00193	181.0	1671.0	-0.02832	9.0	9.0
14	0.00350	190.0	1680.0	0.00197	181.0	1671.0	-0.02751	9.0	9.0
15	0.00350	190.0	1680.0	0.00197	181.0	1671.0	-0.02751	9.0	9.0
16	0.00350	190.0	1680.0	0.00204	181.0	1671.0	-0.02636	9.0	9.0
17	0.00350	190.0	1680.0	0.00193	181.0	1671.0	-0.02832	9.0	9.0
18	0.00350	190.0	1680.0	0.00208	181.0	1671.0	-0.02565	9.0	9.0
19	0.00350	190.0	1680.0	0.00216	181.0	1671.0	-0.02417	9.0	9.0
20	0.00350	190.0	1680.0	0.00199	181.0	1671.0	-0.02731	9.0	9.0
21	0.00350	190.0	1680.0	0.00187	181.0	1671.0	-0.02946	9.0	9.0
22	0.00350	190.0	1680.0	0.00184	181.0	1671.0	-0.02990	9.0	9.0
23	0.00350	190.0	1680.0	0.00215	181.0	1671.0	-0.02437	9.0	9.0
24	0.00350	190.0	1680.0	0.00214	181.0	1671.0	-0.02467	9.0	9.0
25	0.00350	190.0	1680.0	0.00197	181.0	1671.0	-0.02757	9.0	9.0
26	0.00350	190.0	1680.0	0.00192	181.0	1671.0	-0.02863	9.0	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

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000154132	0.000000258	-0.026219011	----	----
2	0.000145450	0.000000408	-0.024821856	----	----
3	0.000167252	0.000000171	-0.028565034	----	----
4	0.000161162	0.000000180	-0.027423307	----	----
5	0.000155348	0.000000278	-0.026483311	----	----
6	0.000167252	0.000000171	-0.028565034	----	----
7	0.000152385	0.000000313	-0.025978745	----	----
8	0.000146035	0.000000419	-0.024950374	----	----
9	0.000167252	0.000000171	-0.028565034	----	----

MANDATARIA

MANDANTE

10	0.000166811	0.000000176	-0.028490549	----	----
11	0.000160662	0.000000285	-0.027505317	----	----
12	0.000147687	0.000000493	-0.025389335	----	----
13	0.000173994	0.000000194	-0.029885228	----	----
14	0.000169634	0.000000181	-0.029035086	----	----
15	0.000169634	0.000000181	-0.029035086	----	----
16	0.000162163	0.000000302	-0.027818200	----	----
17	0.000173994	0.000000194	-0.029885228	----	----
18	0.000157804	0.000000353	-0.027075967	----	----
19	0.000148192	0.000000504	-0.025503721	----	----
20	0.000167586	0.000000287	-0.028822682	----	----
21	0.000181350	0.000000079	-0.031088977	----	----
22	0.000183844	0.000000074	-0.031554554	----	----
23	0.000149149	0.000000525	-0.025720388	----	----
24	0.000150754	0.000000528	-0.026030117	----	----
25	0.000169863	0.000000193	-0.029098604	----	----
26	0.000175662	0.000000199	-0.030210035	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 10 mm
Passo staffe: 2.1 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved Taglio di progetto [kN] = proiez. 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	10990.16	96624.39	12620.93181.5	172.5	1680.3	2.500	1.029	65.1	74.8(0.0)
2	S	10990.80	96452.08	12608.41181.3	172.3	1680.5	2.500	1.028	65.2	74.8(0.0)
3	S	10989.78	96410.94	12656.95182.0	173.0	1680.2	2.500	1.023	64.9	74.8(0.0)
4	S	12204.84	96614.75	12636.16181.7	172.7	1680.2	2.500	1.027	72.2	74.8(0.0)
5	S	12205.22	96500.77	12628.94181.6	172.6	1680.3	2.500	1.027	72.3	74.8(0.0)
6	S	10989.78	96410.94	12656.95182.0	173.0	1680.2	2.500	1.023	64.9	74.8(0.0)
7	S	10990.75	96520.88	12622.61181.5	172.5	1680.4	2.500	1.027	65.1	74.8(0.0)
8	S	10991.36	96385.35	12612.49181.4	172.4	1680.5	2.500	1.027	65.2	74.8(0.0)
9	S	10989.78	96410.94	12656.95182.0	173.0	1680.2	2.500	1.023	64.9	74.8(0.0)
10	S	10989.84	96405.68	12656.21182.0	173.0	1680.2	2.500	1.023	65.0	74.8(0.0)
11	S	7978.98	96260.03	12650.43181.9	172.9	1680.3	2.500	1.022	47.2	74.8(0.0)
12	S	7979.76	95985.19	12631.69181.6	172.6	1679.6	2.500	1.021	47.3	74.8(0.0)
13	S	7978.64	96017.72	12683.01182.3	173.3	1680.2	2.500	1.017	47.1	74.8(0.0)
14	S	9193.62	96255.79	12666.70182.1	173.1	1680.2	2.500	1.021	54.3	74.8(0.0)
15	S	9193.62	96255.79	12666.70182.1	173.1	1680.2	2.500	1.021	54.3	74.8(0.0)
16	S	9194.02	96135.16	12658.42182.0	173.0	1680.3	2.500	1.020	54.3	74.8(0.0)
17	S	7978.64	96017.72	12683.01182.3	173.3	1680.2	2.500	1.017	47.1	74.8(0.0)
18	S	7979.62	96142.83	12650.25181.9	172.9	1680.4	2.500	1.021	47.2	74.8(0.0)

MANDATARIA

MANDANTE

19	S	7980.42	95916.27	12635.54	181.7	172.7	1679.6	2.500	1.020	47.2	74.8(0.0)
20	S	6131.73	95964.15	12675.12	182.2	173.2	1680.3	2.500	1.017	36.2	74.8(0.0)
21	S	11951.48	96127.49	12690.11	182.4	173.4	1680.1	2.500	1.018	70.4	74.8(0.0)
22	S	11951.46	96052.62	12696.97	182.5	173.5	1680.1	2.500	1.016	70.4	74.8(0.0)
23	S	6619.88	95797.42	12642.77	181.8	172.8	1679.6	2.500	1.018	39.2	74.8(0.0)
24	S	6619.85	95723.51	12649.64	181.9	172.9	1679.6	2.500	1.017	39.1	74.8(0.0)
25	S	6614.31	96195.33	12669.21	182.1	173.1	1680.2	2.500	1.020	39.1	74.8(0.0)
26	S	6614.30	95924.28	12689.00	182.4	173.4	1680.2	2.500	1.016	39.0	74.8(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	2.44	190.0	1680.0	-23.1	9.0	9.0	---	---
2	S	2.60	190.0	1680.0	-23.4	9.0	9.0	---	---
3	S	2.61	190.0	1680.0	-23.9	9.0	9.0	---	---
4	S	2.47	190.0	1680.0	-23.5	9.0	9.0	---	---
5	S	3.24	190.0	1680.0	-31.9	9.0	9.0	---	---
6	S	3.24	190.0	1680.0	-32.3	9.0	9.0	---	---
7	S	2.47	190.0	1680.0	-23.5	9.0	9.0	---	---
8	S	2.58	190.0	1680.0	-23.6	9.0	9.0	---	---
9	S	2.59	190.0	1680.0	-24.0	9.0	9.0	---	---
10	S	1.96	190.0	1680.0	-17.0	9.0	9.0	---	---

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	2.41	190.0	1680.0	-21.4	9.0	9.0	---	---
2	S	2.42	190.0	1680.0	-21.8	9.0	9.0	---	---
3	S	2.31	190.0	1680.0	-21.5	9.0	9.0	---	---
4	S	2.89	190.0	1680.0	-27.8	9.0	9.0	---	---
5	S	2.89	190.0	1680.0	-28.1	9.0	9.0	---	---
6	S	2.31	190.0	1680.0	-21.5	9.0	9.0	---	---
7	S	2.39	190.0	1680.0	-21.5	9.0	9.0	---	---
8	S	2.40	190.0	1680.0	-21.8	9.0	9.0	---	---
9	S	2.31	190.0	1680.0	-21.5	9.0	9.0	---	---
10	S	1.90	190.0	1680.0	-16.2	9.0	9.0	---	---

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

Ver.	La sezione viene assunta come fessurata solo se la trazione nel calcestruzzo supera f_{ctm} in almeno una combinazione
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione di trazione del calcestruzzo, valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione di trazione del cls. (in sezione fessurata), valutata nella fibra più interna dell'area Ac eff
kt	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
k2	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k3	= $(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ [eq.(7.13)EC2]
k4	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]

Relazione di calcolo delle Spalle 1/2

Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = sr max*(e_sm - e_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [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	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	4266.41	49279.28
2	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	8522.10	48382.33
3	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	2501.79	48369.82
4	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	2959.18	47428.81
5	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	5455.03	46921.65
6	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	2501.79	48369.82
7	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	5655.32	48759.81
8	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	8823.16	48094.72
9	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	2501.79	48369.82
10	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	3282.70	50446.87

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	2.45	190.0	1680.0	-23.3	9.0	9.0	----	----

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	2543.24	47849.70

4.8.3 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 :

$$N_{max} = 5901 \text{ kN (CC. SLU)}$$

$$T_{max} = 1080 \text{ kN (CC. SLV)}$$

$$N_{max} = 4713 \text{ kN (CC. SLV)}$$

$$T_{max} = 1076 \text{ kN (CC. SLV)}$$

- 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 dp (con dp altezza utile della sezione del plinto).

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

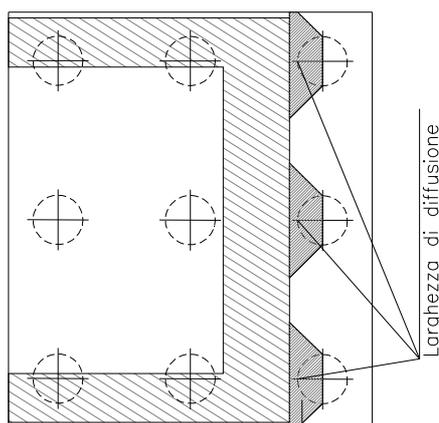
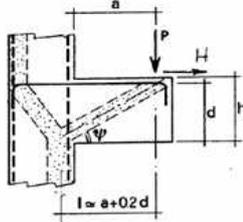


Figura 4.5. Diffusione delle azioni dal palo al muro frontale

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° 7/19.

VERIFICA - MECCANISMO TIRANTE PUNTONE.



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

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

$$P_R = P_{Rk} = (A_s f_{yd} - H_{Ed}) \frac{1}{\lambda} \quad \lambda = \text{ctg} \psi \geq 1 / (0,9d)$$

Pr : Portanza mensola in termini di resistenza della Biella compressa

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

CONDIZIONI DI VERIFICA

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

Dati di progetto

b(m)=	3.00	m	dimensione trasversale verifica
P _{Ed} (KN) =	5901.00	KN	Carico complessivo VERTICALE sulla fascia di dimensione b
H _{Ed} (KN) =	1080.00	KN	Carico complessivo ORIZZONTALE sulla fascia di dimensione b
a(m) =	1.05	m	distanza P da incastro
h(m) =	1.80	m	spessore mensola
δ(m) =	0.12	m	copriferro riferito al baricentro delle armature complessive in trazione
d(m) =	1.68	m	altezza utile
l(m) =	1.39	m	a+0,2d
λ =	0.92		λ=ctgψ≥1/(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° R1 =	1	φ1(mm) =	22.0	p1(cm) =	10.0
A _{φ i} (mm ²) =	380.13	nb tot 1 =	30.0	A _{φ TOT} (mm ²) =	11403.97
				A _{φ CAL} (mm ²) =	11403.97
Registro tipo	R2				
n° R2 =	1	φ2(mm) =	22.0	p2(cm) =	10.0
A _{φ i} (mm ²) =	380.13	nb tot 2 =	30.0	A _{φ TOT} (mm ²) =	11403.97
				A _{φ CAL} (mm ²) =	11403.97
Registro tipo	R3				
n° R3 =	0	φ3(mm) =	24.0	p3(cm) =	10.0
A _{φ i} (mm ²) =	452.39	nb tot 3 =	0.0	A _{φ TOT} (mm ²) =	0.00
				A _{φ CAL} (mm ²) =	0.00

Verifiche di resistenza

Ψ =	0.829	rad	=	47.49	°
P _{Rs} =	8550.4	KN		PRs>PEd- Verifica Soddisfatta	
P _{Rc} =	15446.4	KN		PRc>PRs - Verifica Soddisfatta	

MANDATARIA



MANDANTE



ICARIA
società di ingegneria

- Lato posteriore della platea di fondazione

La parte posteriore del plinto di fondazione è stata verificata ipotizzando uno schema statico di trave incastrata caricata da forze assiali in corrispondenza dei pali di fondazione. Si riporta di seguito la verifica.

La verifica è stata eseguita in corrispondenza dell'incastro tra muro frontale e platea.

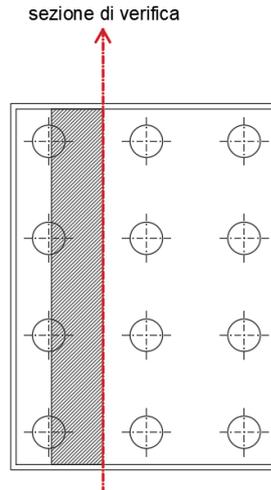


Figura 4.6. sezione di verifica

Lo schema statico è quello di mensola incastrata, caricata con due carichi assiali in corrispondenza dei pali più caricati.

Palo	N
n°	kN
2	4043
3	2450

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8	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:	3.10	MPa
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²

Diagramma tensione-deformaz.:

Bilineare finito

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Calcestruzzo:	C32/40	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	0.0	0.0
2	0.0	180.0
3	360.0	180.0
4	360.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	6.2	6.2	26
2	6.2	173.8	26
3	353.8	173.8	26
4	353.8	6.2	26
5	353.8	160.0	26
6	6.2	160.0	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	4	34	26
2	2	3	34	26
3	5	6	34	26

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.		
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate		
N°Comb.	N	Mx	Vy
1	0.00	-19209.00	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	4.9 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.3 cm

MANDATARIA



MANDANTE



ICARIA
società di ingegneri

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

	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Tesa
Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata						
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)						
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia						
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)						
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia						
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000						
As Tesa	Area armature trave [cm ²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]						
N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	-19209.00	0.00	-24071.74	1.25	382.3(112.1)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo 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	0.080	0.0	0.0	0.00193	6.2	6.2	-0.04048	353.8	173.8

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

	a, b, c	x/d	C.Rid.		
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	-0.000253068	0.003500000	0.080	0.700

4.8.4 Palo di fondazione

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

$$M = T * \alpha$$

$\alpha = 2.70$ (vedi relazione geotecnica)

Nz,A [kN]	Mxx [kNm]	Ty,A [kN]
5901	2916	1080
965	2916	1080
4713	2906	1076
198	2906	1076

Caratteristiche della sezione:

Sezione circolare $\phi 120$ cm

As = 32+32 $\phi 26$ staffe $\phi 12/20$

La lunghezza del palo è pari a L = 45.00m.

Per le considerazioni di dettaglio riguardanti portanza e carico limite sui pali di fondazione si rimanda alla relazione geotecnica allegata al progetto.

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:	150.00	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	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		

MANDATARIA



MANDANTE



ICARIA
società di ingegneri

Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Circolare
Classe Conglomerato:	C25/30
Raggio circ.:	60.0 cm
X centro circ.:	0.0 cm
Y centro circ.:	0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	50.0	32	26
2	0.0	0.0	44.5	32	26

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe:	12 mm
Passo staffe:	20.0 cm
Staffe:	Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	5901.00	2916.00	1080.00
2	965.00	2916.00	1080.00
3	4713.00	2906.00	1076.00
4	198.00	2906.00	1076.00
5	0.00	1.00	0.00

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	4197.00	1991.00	0.00

MANDATARIA

MANDANTE

Relazione di calcolo delle Spalle 1/2

2 1125.00 1991.00 0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	3940.00	1873.00 (1026.31)	0.00 (0.00)
2	1263.00	1873.00 (760.66)	0.00 (0.00)

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	3615.00	1828.00 (995.65)	0.00 (0.00)
2	1518.00	1828.00 (782.78)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 8.7 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 2.9 cm
Copriferro netto minimo staffe: 7.5 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
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	5901.00	2916.00	5901.01	5506.38	1.89	339.8(33.9)
2	S	965.00	2916.00	965.27	5076.38	1.74	339.8(33.9)
3	S	4713.00	2906.00	4713.26	5479.34	1.89	339.8(33.9)
4	S	198.00	2906.00	198.11	4932.76	1.70	339.8(33.9)
5	S	0.00	1.00	0.00	4892.93	999.00	339.8(33.9)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
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	60.0	0.00291	0.0	50.0	-0.00298	0.0	-50.0
2	0.00350	0.0	60.0	0.00271	0.0	50.0	-0.00518	0.0	-50.0
3	0.00350	0.0	60.0	0.00287	0.0	50.0	-0.00340	0.0	-50.0
4	0.00350	0.0	60.0	0.00266	0.0	50.0	-0.00569	0.0	-50.0
5	0.00350	0.0	60.0	0.00265	0.0	50.0	-0.00583	0.0	-50.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000058913	-0.000034796	----	----
2	0.000000000	0.000078932	-0.001235897	----	----
3	0.000000000	0.000062717	-0.000263026	----	----
4	0.000000000	0.000083582	-0.001514908	----	----
5	0.000000000	0.000084790	-0.001587411	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe:	12 mm
Passo staffe:	20.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [kN] = V_y ortogonale 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.[cm ² /m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm ² /m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_{max} con L =lungh.legat.proiettata 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	1080.00	2404.23	1518.26	91.8 72.6	108.5	2.500	1.250	15.2	21.4(0.0)
2	S	1080.00	2212.91	1640.19	92.4 78.4	109.0	2.500	1.060	14.1	21.4(0.0)
3	S	1076.00	2457.01	1545.28	91.8 73.9	108.9	2.500	1.250	14.9	21.4(0.0)
4	S	1076.00	2129.05	1666.07	92.9 79.7	108.1	2.500	1.012	13.8	21.4(0.0)
5	S	0.00	3059.05	668.32	92.9 79.9	108.1	1.000	1.000	0.0	21.4(0.0)

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

MANDATARIA

MANDANTE

Relazione di calcolo delle Spalle 1/2

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	11.41	0.0	1680.0	-97.7	0.0	-50.0	923	42.5
2	S	10.68	0.0	1680.0	-184.0	0.0	-50.0	1512	63.7

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	10.73	0.0	1680.0	-92.2	0.0	-50.0	923	42.5
2	S	10.10	0.0	1680.0	-166.8	0.0	-50.0	1467	63.7

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

Ver. La sezione viene assunta come fessurata solo se la trazione nel calcestruzzo supera f_{ctm} in almeno una combinazione
Esito della verifica
e1 Massima deformazione di trazione del calcestruzzo, valutata in sezione fessurata
e2 Minima deformazione di trazione del cls. (in sezione fessurata), valutata nella fibra più interna dell'area Ac eff
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 = $(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ [eq.(7.13)EC2]
k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
wk Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max \cdot (e_{sm} - e_{cm})$ [(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	-0.00058	0	0.838	26.0	87	0.00028 (0.00028)	457	0.126 (0.40)	1026.31	0.00
2	S	-0.00098	0	0.835	26.0	87	0.00061 (0.00050)	466	0.283 (0.40)	760.66	0.00

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	10.42	0.0	1680.0	-95.6	0.0	-50.0	960	42.5
2	S	9.94	0.0	0.0	-154.0	0.0	-50.0	1421	63.7

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	-0.00059	0	0.838	26.0	87	0.00033 (0.00029)	463	0.153 (0.30)	995.65	0.00
2	S	-0.00091	0	0.835	26.0	87	0.00062 (0.00046)	460	0.287 (0.30)	782.78	0.00

MANDATARIA



MANDANTE



ICARIA
società di ingegneri

SS.4 - Variante dell'abitato di Monterotondo Scalo - 2°Stralcio

PROGETTO DEFINITIVO

COD. RM190

PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GDG - ICARIA

IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Nando Granieri
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351

IL PROGETTISTA:

Elena Bartolucci
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n°A3217

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini
Ordine dei Geologi della Regione Umbria n°108

IL R.U.P.:

Dott. Ing.
Achille Devitofranceschi

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Filippo Pambianco
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A1373

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:

MANDANTI:



Dott. Ing. N. Granieri	Dott. Ing. D. Carliaccini	Dott. Ing. V. Rotisciani
Dott. Arch. N. Kamenicky	Dott. Ing. S. Sacconi	Dott. Ing. F. Macchioni
Dott. Ing. V. Truffini	Dott. Ing. F. Aloe	Geom. C. Vischini
Dott. Arch. A. Bracchini	Dott. Ing. V. De Gori	Dott. Ing. V. Piu'no
Dott. Ing. F. Durastanti	Dott. Ing. C. Consorti	Dott. Ing. G. Pulli
Dott. Ing. E. Bartolucci	Geom. M. Manzo	Geom. C. Sugaroni
Dott. Geol. G. Cerquiglini		
Geom. S. Scopetta		
Dott. Ing. L. Sbrenna		
Dott. Ing. M. Briganti Botta		
Dott. Ing. E. Sellari		
Dott. Ing. L. Dinelli		
Dott. Ing. L. Nani		
Dott. Ing. F. Pambianco		
Dott. Agr. F. Berti Nulli		



PROTOCOLLO

DATA

VIADOTTI VIADOTTO PANTANELLA Relazione di calcolo delle Spalle 1/2

CODICE PROGETTO PROGETTO LIV. PROG. N. PROG. <div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">D</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">P</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">R</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">M</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">0</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">1</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">9</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">0</div> </div>	NOME FILE <i>T00-VI01-STR-RE03-A</i> CODICE ELAB. T00VI01STRRE03	REVISIONE <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: 20px; text-align: center;">A</div>	SCALA: <div style="text-align: center;">-</div>
A	Emissione	<i>L. Sbrenna</i>	<i>M. Botta</i>
REV.	DESCRIZIONE	DATA	APPROVATO