

E 78 GROSSETO - FANO
TRATTO SELCI - LAMA (E 45) - S.STEFANO DI GAIFA
Adeguamento a 2 corsie del tratto Mercatello sul Metauro Ovest -
Mercatello sul Metauro Est (Lotto 4°)

PROGETTO DEFINITIVO

AN 245

ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

<p>COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</p> <p><i>Ing. Giuseppe Resta</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p>	<p>I PROGETTISTI SPECIALISTICI</p> <p><i>Ing. Ambrogio Signorelli</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. A35111</p> <p><i>Ing. Moreno Panfili</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Perugia n. A2657</p> <p><i>Ing. David Crenca</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Frosinone n. A1782</p> <p><i>Ing. Giuseppe Resta</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p>	<p>PROGETTAZIONE ATI: (Mandataria)</p> <p>GPI INGEGNERIA GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl</p> <p>(Mandante)</p> <p>coopprogetti</p> <p>(Mandante)</p> <p>engeko</p> <p>(Mandante)</p> <p>AIM Studio di Architettura e Ingegneria Moderna</p> <p>IL PROGETTISTA E RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE. (DPR207/10 ART 15 COMMA 12):</p> <p><i>Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 14035</p>
<p>IL GEOLOGO</p> <p><i>Dott. Geol. Salvatore Marino</i></p> <p>Ordine dei geologi della Regione Lazio n. 1069</p>		
<p>VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO</p> <p><i>Ing. Vincenzo Catone</i></p>		
<p>VISTO: IL RESP. DEL PROGETTO</p> <p><i>Arch. Pianif. Marco Colazza</i></p>		

OPERE D'ARTE MAGGIORI

Viadotto Romito

Relazione di calcolo spalle

CODICE PROGETTO		NOME FILE			REVISIONE	SCALA	
PROGETTO	LIV.PROG	ANNO	T00VI02STRRE02B.				
D	D	22	T 0 0 V I 0 2 S T R R E 0 2			B	-
D							
C							
B	Revisione a seguito istruttoria U.0030221 del 16.01.2023		Febbraio '23	Piacentini	Crenca	Guiducci	
A	Emissione		Ottobre '22	Piacentini	Crenca	Guiducci	
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	

INDICE

1. PREMESSA.....	5
2. NORME, DECRETI E DOCUMENTI	9
2.1. OPERE IN C.A. E STRUTTURE METALLICHE	9
2.2. NORMATIVA SPECIFICA PER I PONTI STRADALI	9
2.3. GEOTECNICA, FONDAZIONI E GEOLOGIA.....	10
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	11
3.1. CALCESTRUZZO.....	11
3.2. ACCIAIO	12
3.2.1. <i>Armature per c.a. – Acciaio B 450 C</i>	12
4. CRITERI DI CALCOLO.....	13
4.1. CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA	13
4.1.1. <i>Tipo di analisi condotta</i>	13
4.1.2. <i>Definizione dei parametri di caratterizzazione sismica</i>	15
4.2. SPINTA DELLE TERRE	16
4.3. COMBINAZIONI DI CARICO	17
4.3.1. <i>Combinazioni per la verifica allo SLU</i>	18
4.3.2. <i>Combinazioni per la verifica allo SLE</i>	18
4.3.3. <i>Coefficienti di combinazione delle azioni dovute al traffico</i>	18
4.3.4. <i>Coefficienti di combinazione utilizzati nelle analisi strutturali</i>	21
4.4. VALUTAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI	24
4.4.1. <i>Paraghiaia</i>	24
4.4.2. <i>Muri di risvolto e orecchie</i>	25
4.4.3. <i>Platea di fondazione</i>	26
4.4.4. <i>Pali di fondazione</i>	27
5. CRITERI DI VERIFICA.....	28
5.1. VERIFICHE SLU	28
5.1.1. <i>Resistenza a sforzo normale e flessione</i>	28
5.1.2. <i>Verifiche allo stato limite ultimo per taglio</i>	28
5.2. VERIFICHE SLE	30
5.2.1. <i>Verifiche allo stato limite di fessurazione</i>	30
5.2.2. <i>Verifiche delle tensioni in esercizio</i>	33
6. ANALISI - SPALLA A.....	34
6.1. SISTEMA DI RIFERIMENTO	34

PROGETTAZIONE ATI:

6.2.	DATI DI INPUT	37
6.2.1.	<i>Geometria dell'impalcato</i>	37
6.2.2.	<i>Geometria della spalla</i>	38
6.3.	AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO	39
6.3.1.	<i>Carichi permanenti</i>	39
6.3.2.	<i>Carichi accidentali</i>	40
6.3.3.	<i>Azione di frenamento</i>	42
6.3.4.	<i>Azione centrifuga</i>	42
6.3.5.	<i>Variazione termica</i>	43
6.3.6.	<i>Azione del vento</i>	44
6.3.7.	<i>Azione sismica</i>	45
6.4.	AZIONI RELATIVE ALLA SPALLA	47
6.4.1.	<i>Peso proprio</i>	47
6.4.2.	<i>Forze inerziali degli elementi della spalla</i>	48
6.4.3.	<i>Spinta delle terre</i>	50
6.5.	SOLLECITAZIONI A SPICCATO FUSTO	57
6.5.1.	<i>Azioni elementari</i>	57
6.5.2.	<i>Sollecitazioni a spiccatto fusto</i>	58
6.5.3.	<i>Sollecitazioni oggetto di verifica</i>	60
6.6.	SOLLECITAZIONI SULLA PALIFICATA DI FONDAZIONE	61
6.6.1.	<i>Azioni elementari</i>	61
6.6.2.	<i>Sollecitazioni sulla palificata di fondazione</i>	62
6.7.	SOLLECITAZIONE SUI PALI DI FONDAZIONE	64
6.8.	SOLLECITAZIONI SUL PARAGHIAIA	65
6.9.	SOLLECITAZIONI SUI MURI DI RISVOLTO E SULLE ORECCHIE	65
6.10.	SOLLECITAZIONI SULLA PLATEA DI FONDAZIONE	65
6.1.	SOLLECITAZIONI SUI BAGGIOLI E RITEGNI	66
6.1.1.	<i>Ritegni trasversali</i>	66
6.1.2.	<i>Ritegni longitudinali</i>	66
7.	<u>VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI - SPALLA A</u>	67
7.1.	PARAGHIAIA	67
7.2.	MURI DI RISVOLTO (MENSOLA ORIZZONTALE)	67
7.3.	MURI DI RISVOLTO (MENSOLA VERTICALE)	67
7.4.	ORECCHIE	67
7.5.	SEZIONE DI SPICCATO FUSTO	68

PROGETTAZIONE ATI:

7.5.1.	Verifiche agli SLU.....	68
7.5.2.	Verifiche agli SLE.....	70
7.6.	PLATEA DI FONDAZIONE.....	72
7.7.	RITEGNI	73
7.7.1.	Ritegni trasversali.....	73
7.7.2.	Ritegni longitudinali	74
8.	ANALISI - SPALLA B.....	75
8.1.	SISTEMA DI RIFERIMENTO	75
8.2.	DATI DI INPUT	78
8.2.1.	Geometria dell'impalcato.....	78
8.2.2.	Geometria della spalla.....	79
8.3.	AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO	80
8.3.1.	Carichi permanenti	80
8.3.2.	Carichi accidentali	81
8.3.3.	Azione di frenamento	83
8.3.4.	Azione centrifuga	83
8.3.5.	Variazione termica	84
8.3.6.	Azione del vento.....	85
8.3.7.	Azione sismica	86
8.4.	AZIONI RELATIVE ALLA SPALLA	88
8.4.1.	Peso proprio.....	88
8.4.2.	Forze inerziali degli elementi della spalla	89
8.4.3.	Spinta delle terre	91
8.5.	SOLLECITAZIONI A SPICCATO FUSTO.....	98
8.5.1.	Azioni elementari.....	98
8.5.2.	Sollecitazioni a spiccatto fusto.....	99
8.5.3.	Sollecitazioni oggetto di verifica	101
8.6.	SOLLECITAZIONI SULLA PALIFICATA DI FONDAZIONE.....	102
8.6.1.	Azioni elementari.....	102
8.6.2.	Sollecitazioni sulla palificata di fondazione.....	103
8.7.	SOLLECITAZIONE SUI PALI DI FONDAZIONE	105
8.8.	SOLLECITAZIONI SUL PARAGHIAIA.....	106
8.9.	SOLLECITAZIONI SUI MURI DI RISVOLTO E SULLE ORECCHIE	109
8.10.	SOLLECITAZIONI SULLA PLATEA DI FONDAZIONE	117
8.11.	SOLLECITAZIONI SUI BAGGIOLI E RITEGNI	118

PROGETTAZIONE ATI:

9.	<u>VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI - SPALLA B</u>	119
9.1.	PARAGHIAIA	119
9.1.1.	Verifiche agli SLU	119
9.1.2.	Verifiche agli SLE	121
9.2.	MURI DI RISVOLTO (MENSOLA ORIZZONTALE)	123
9.2.1.	Verifiche agli SLU	123
9.2.2.	Verifiche agli SLE	125
9.3.	MURI DI RISVOLTO (MENSOLA VERTICALE)	127
9.3.1.	Verifiche agli SLU	127
9.3.2.	Verifiche agli SLE	129
9.4.	ORECCHIE	131
9.4.1.	Verifiche agli SLU	131
9.4.2.	Verifiche agli SLE	133
9.5.	SEZIONE DI SPICCATO FUSTO	135
9.5.1.	Verifiche agli SLU	135
9.5.2.	Verifiche agli SLE	137
9.6.	PLATEA DI FONDAZIONE	139
9.6.1.	Verifiche agli SLU	139
9.6.2.	Verifiche agli SLE	141
9.7.	VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE	143
9.8.	RITEGNI	144

PROGETTAZIONE ATI:

1. PREMESSA

La presente relazione riguarda l'analisi, il dimensionamento e la verifica dei principali elementi strutturali delle spalle del ponte denominato "Romito".

L'andamento planimetrico dell'opera è curvilineo, con raggio di circa 1280m. La sezione trasversale dell'opera è costituita da una sede carrabile di 10.50m, e da due cordoli esterni di larghezza di 0.75m ognuno.

Il ponte è costituito da una sola campata per una lunghezza complessiva di 56.00m.

L'impalcato è della tipologia mista "acciaio-calcestruzzo" costituito da 3 travi a "doppio T" in acciaio di altezza variabile e soletta in calcestruzzo armato gettato in opera di spessore di 0.25m.

Il sistema di vincolamento previsto per il cavalcavia è costituito da dispositivi di appoggio ed isolamento sismico in elastomero armato. Tali dispositivi, essendo caratterizzati da un ridotto valore della rigidità orizzontale, garantiscono un disaccoppiamento del moto orizzontale della struttura rispetto a quello del terreno ed una conseguente riduzione della risposta sismica della struttura; inoltre tali dispositivi sono dotati di una certa capacità dissipativa in funzione della mescola elastomerica utilizzata, indispensabile per minimizzare gli spostamenti della struttura isolata.

Le spalle dell'opera, realizzate in conglomerato cementizio armato, presentano un plinto di forma rettangolare attestato su una palificata di fondazione costituita da pali Ø450 mm. Lo sviluppo dell'elevazione è costituito da un fusto, dal superiore paraghiaia e da idonei muri di risvolto e orecchie atti a gestire il retrostante corpo del rilevato.

Si riportano di seguito alcune immagini descrittive della spalla oggetto della presente relazione.

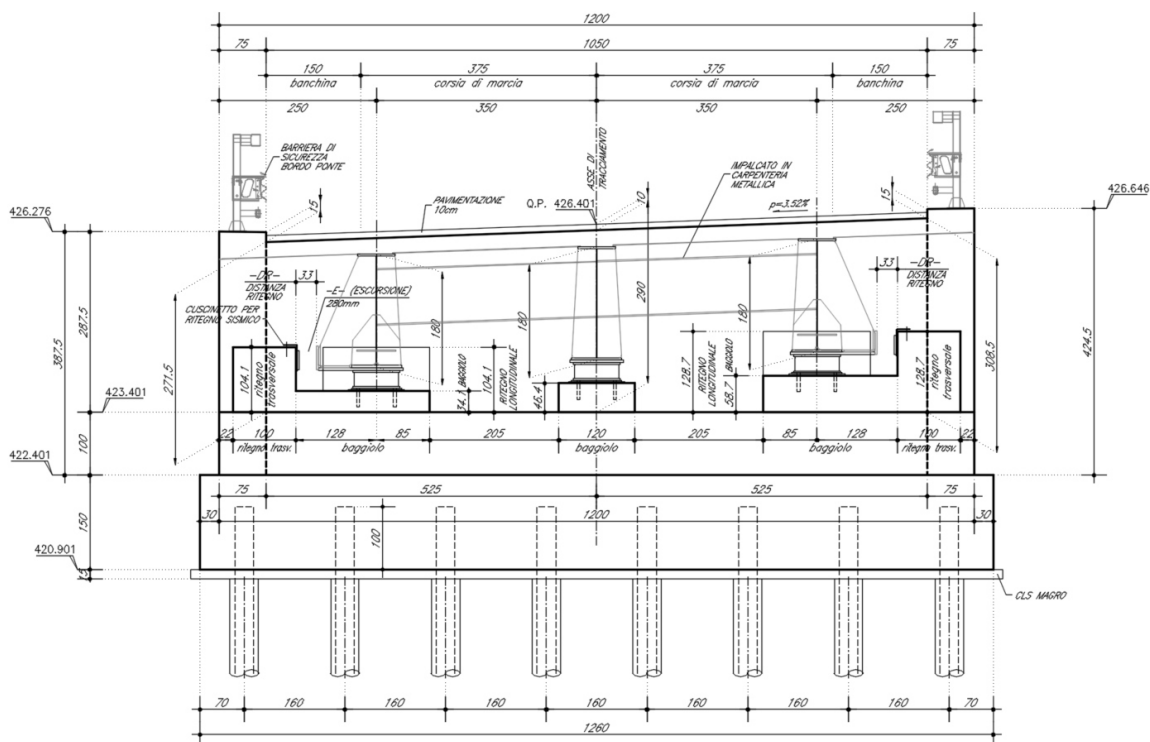


Figura 1 - Vista frontale spalla A

PROGETTAZIONE ATI:

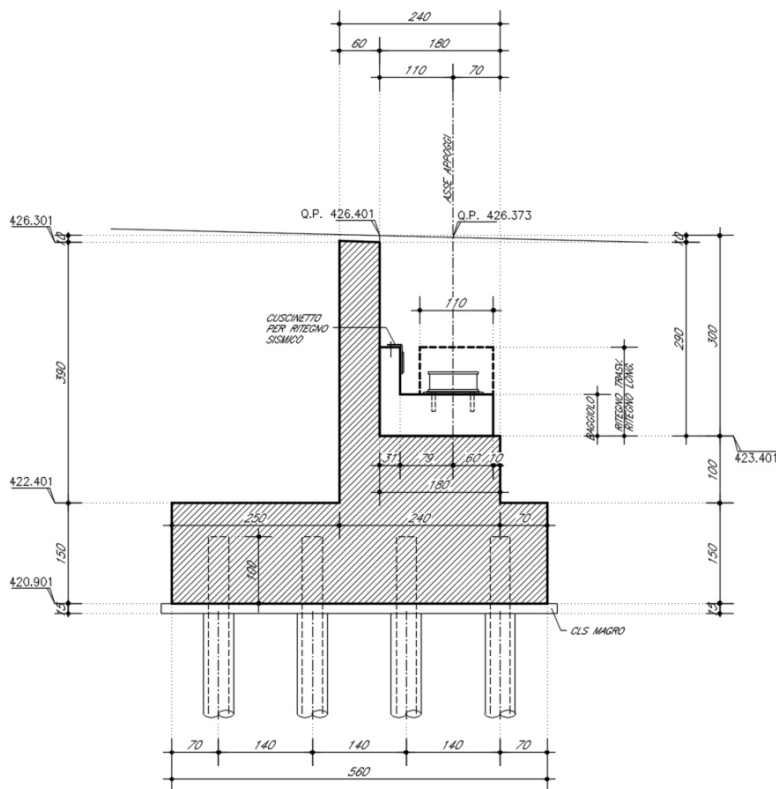


Figura 2 – Sezione in asse tracciamento spalla A

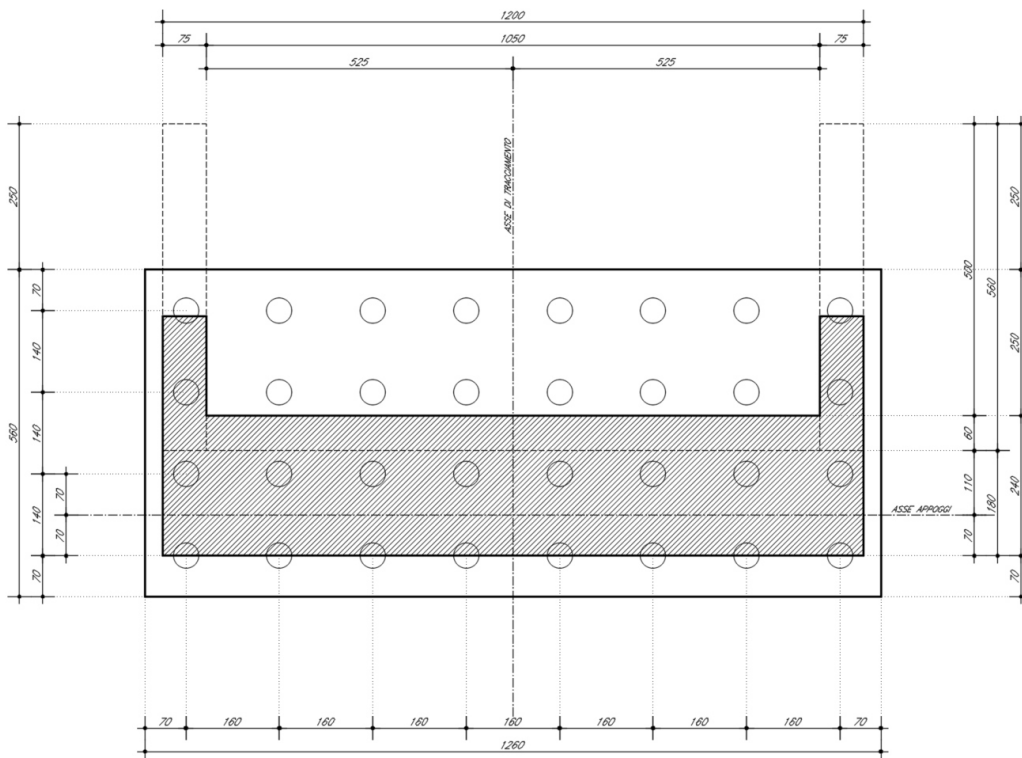


Figura 3 – Pianta fondazione e spiccato elevazione spalla A

PROGETTAZIONE ATI:

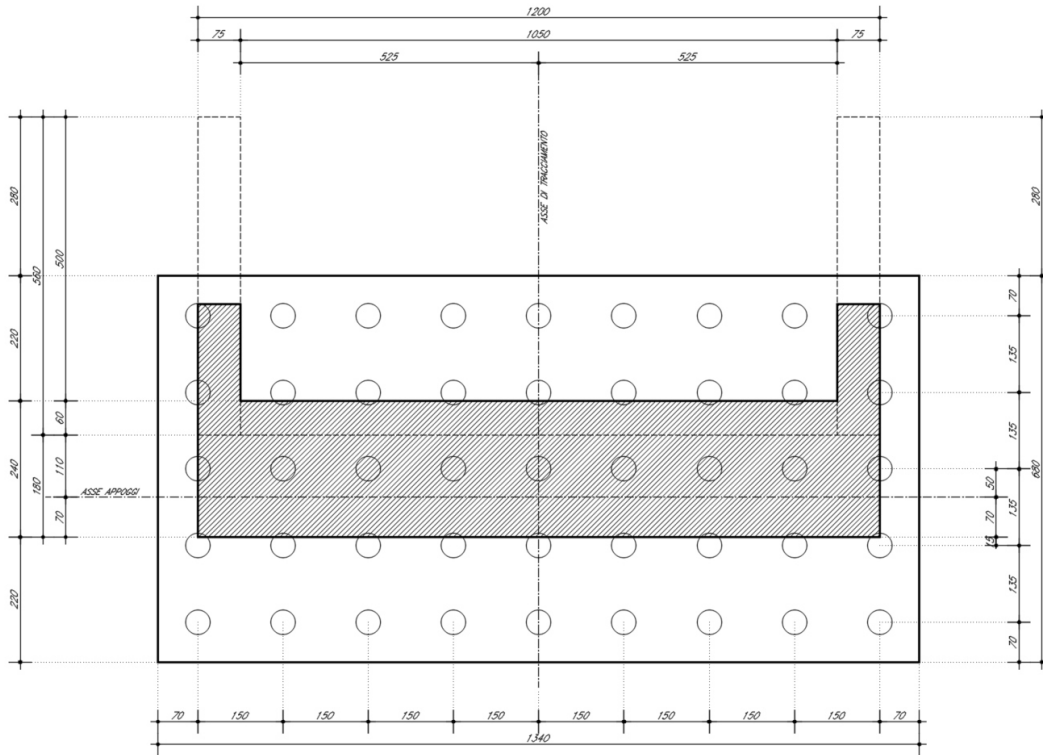


Figura 6 – Pianta fondazione e spiccato elevazione spalla B

PROGETTAZIONE ATI:

2. NORME, DECRETI E DOCUMENTI

Il progetto delle strutture e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore ed in particolare:

2.1. OPERE IN C.A. E STRUTTURE METALLICHE

D. M. Min. Il. TT. del 17 gennaio 2018 – Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni;

CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n.7 “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”;

UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: “Criteri generali di progettazione strutturale”;

UNI EN 1991-1-1 (Eurocodice 1) – Agosto 2004: “Azioni sulle strutture – Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici”;

UNI EN 1991-1-4 (Eurocodice 1) – Luglio 2005: “Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento”;

UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: “Regole generali e regole per gli edifici”;

UNI EN 1993-1-1 (Eurocodice 3) – Agosto 2005: “Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;

UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8) – Marzo 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici”;

Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale;

UNI EN 197-1:2011 – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni”;

UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l’applicazione delle EN 206-1;

UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”.

2.2. NORMATIVA SPECIFICA PER I PONTI STRADALI

UNI EN 1991-2-1 (Eurocodice 1) – Marzo 2005: “Azioni sulle strutture – Parte 2: Carichi da traffico sui ponti”;

UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2) – Gennaio 2006: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti in calcestruzzo - progettazione e dettagli costruttivi”;

UNI EN 1993-2 (Eurocodice 3) – Gennaio 2007: “Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 2: Ponti di acciaio”;

PROGETTAZIONE ATI:

UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti”.

2.3. GEOTECNICA, FONDAZIONI E GEOLOGIA

UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7) – Febbraio 2005: “Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”;

UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;

UNI EN 1536:2010: “Esecuzione di lavori geotecnici speciali – Pali trivellati”.

PROGETTAZIONE ATI:

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera si prevede l'impiego dei materiali indicati nei paragrafi seguenti. Si riportano le caratteristiche prestazionali di resistenza minime e, con particolare riferimento ai calcestruzzi, anche le prescrizioni o caratteristiche da assicurare per garantire i requisiti di durabilità.

3.1. CALCESTRUZZO

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2016 ed UNI 11104:2016.

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale c_{nom} è somma di due contributi, il copriferro minimo c_{min} e la tolleranza di posizionamento h . Vale pertanto: $c_{nom} = c_{min} + h$.

La tolleranza di posizionamento delle armature "h", per le strutture gettate in opera, viene assunta pari ad 5 mm in quanto si prescrive che l'esecuzione sia sottoposta ad un sistema di assicurazione della qualità, nella quale siano incluse le misure dei copriferri.

Si utilizzano i seguenti tipi di calcestruzzo e copriferri minimi.

PARTE O ELEMENTO	Classe esposizione	Classe resistenza minima [MPa]	Ambiente	Copriferro minimo [mm]
Cordoli laterali e marciapiedi	XC4 XD3 XF4	C 35/45	Molto Agg.	60
Soletta di impalcato	XC4	C 32/40	Aggressivo	50
Baggioli e ritegni pile	XC3	C 30/37	Ordinario	40
Baggioli e ritegni spalla	XC3 XD1	C 30/37	Aggressivo	50
Elevazioni pile	XC4 XF2	C 32/40	Aggressivo	50
Elevazioni spalle	XC4 XD1 XF2	C 32/40	Aggressivo	50
Fondazioni pile e spalle	XC2	C 25/30	Ordinario	40
Pali e diaframmi di fondazione	XC2	C 25/30	Ordinario	75

Tabella 3.1 – Classi di cls e copriferri minimi

PROGETTAZIONE ATI:

In conformità a quanto sopra, le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo utilizzate nell'analisi/verifiche sono le seguenti:

Grandezza		u.m.	C25/30	C30/37	C32/40	C35/45
Resistenza caratteristica a compressione	f_{ck}	N/mm ²	25,00	30,00	32,00	35,00
Resistenza di progetto a compressione	f_{cd}	N/mm ²	14,17	17,00	18,13	19,83
Resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	N/mm ²	1,80	2,00	2,12	2,25
Tensione di aderenza cls-armatura	f_{bd}	N/mm ²	2,70	3,00	3,18	3,37
Tensione massima di compressione (comb. rara)	σ_c	N/mm ²	15,00	18,00	19,20	21,00
Tensione massima di compressione (comb. q.p.)	σ_c	N/mm ²	11,25	13,50	14,40	15,75
Modulo elastico medio istantaneo	E_m	N/mm ²	31476	32836	33346	34077

Tabella 3.2 - Grandezze meccaniche relative al cls

3.2. ACCIAIO

3.2.1. ARMATURE PER C.A. – ACCIAIO B 450 C

Si utilizzano per le armature degli elementi in c.a. la seguente tipologia di acciaio:

Acciaio tipo: B450 C Saldabile controllato in stabilimento

In conformità a quanto sopra, le caratteristiche meccaniche dell'acciaio d'armatura utilizzate nell'analisi/verifiche sono le seguenti:

Proprietà		Requisito
Limite di snervamento	f_y	≥450 MPa
Limite di rottura	f_t	≥540 MPa
Allungamento totale al carico massimo	A_{gt}	≥7.5%
Rapporto	f_t/f_y	$1,15 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto	$f_{y \text{ misurato}}/f_{y \text{ nom}}$	≤ 1,25

4. CRITERI DI CALCOLO

In ottemperanza al D.M. del 17.01.2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni), i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

4.1. CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

4.1.1. TIPO DI ANALISI CONDOTTA

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

Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

nei confronti degli Stati Limite di Esercizio siano rispettate le verifiche relative al solo Stato Limite di Danno;

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

Per Stato Limite di Danno (SLD) s'intende che l'opera, nel suo complesso, a seguito del terremoto, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non provocare rischi agli utenti e non compromette significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali.

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

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

Con riferimento al § 7.9.2., le spalle rientrano tra le opere alle quali non è richiesta capacità dissipativa. Si può ritenere che la struttura debba mantenere sotto l'azione sismica il comportamento elastico (fattore di struttura assunto unitario). Queste strutture, muovendosi con il terreno, non subiscono le amplificazioni dell'accelerazione del suolo: le forze di inerzia di progetto possono pertanto essere determinate considerando un'accelerazione pari ad $a_g * S$ (§ 7.9.5.6.2).

Il livello di protezione richiesto per la sottostruttura nei confronti dello SLD è da ritenere conseguito se sono soddisfatte le relative verifiche allo SLV.

L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, date dal prodotto delle forze di gravità per i coefficienti sismici di seguito definiti, di cui la componente verticale è considerata agente verso l'alto o verso il basso in quanto di pertinenza, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.

PROGETTAZIONE ATI:

Il calcolo dell'azione sismica verticale e dell'azione sismica orizzontale dovuta alla massa inerziale attinente alla struttura della spalla ed al terreno imbarcato viene eseguito con analisi pseudostatica (NTC § 7.11.6) mediante metodi di equilibrio limite. In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo i valori dei coefficienti sismici orizzontali k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} \qquad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

ove:

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

g accelerazione di gravità.

L'accelerazione massima è valutata mediante la seguente relazione:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

Essendo la spalla una struttura che non ammette spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m , assume valore unitario (NT § 7.11.6.2.1).

Le spinte delle terre, in condizioni sismiche, sono calcolate in regime di spinta attiva, condizione che comporta il calcolo della sovraspinta sismica con la formula di Mononobe-Okabe:

$$\Delta P_d = 1/2 \times S \times (1 + k_v) \times (K - k_a) \times \gamma \times h_{\text{tot}}^2$$

Il punto di applicazione della sovraspinta che interessa la spalla è posto $h/2$.

Il calcolo dell'azione sismica orizzontale dovuta alla massa inerziale attinente all'impalcato è derivato da una analisi dinamica che ha coinvolto l'intero organismo strutturale costituito da impalcato, dispositivi di vincolo e sottostrutture. Tale analisi, avente come obiettivo, tra l'altro, la determinazione dei requisiti prestazioni dei dispositivi di vincolamento, viene diffusamente descritta nel documento "Relazione di Calcolo apparecchi di appoggio e giunti di dilatazione". L'azione sismica sulla spalla dovuta alla massa inerziale dell'impalcato è determinata sulla base delle risultanze dell'analisi dinamica secondo la relazione

$$F_o = \delta \cdot K_e$$

ove:

δ spostamento orizzontale massimo dell'impalcato (riferimento alla sezione di appoggio sulla spalla) nelle Configurazioni di Carico sismiche (SLV);

K_e rigidità orizzontale equivalente del complessivo sistema di vincolamento dell'impalcato sulla spalla nelle Configurazioni di Carico sismiche (SLV).

4.1.2. DEFINIZIONE DEI PARAMETRI DI CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Ai sensi del D.M. 17/01/2018 si esegue la determinazione dei parametri sismici che caratterizzano il sito di riferimento. I dati sismici del sito di costruzione, di seguito riportati, sono relativi alla sismicità propria del sito di ubicazione.

I parametri di vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento, vengono determinati conformemente a quanto previsto nel paragrafo 2.4 delle NTC 2018 e sulla base delle caratteristiche dell'opera progettata.

Trattandosi di un ponte di importanza strategica, si assume quale valore di vita nominale $V_N=50$ anni.

Con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, l'opera si colloca in Classe d'uso IV: *“Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.”* Alla suddetta classe d'uso è associato un valore del coefficiente d'uso $C_U=2$.

Si determina quindi il periodo di riferimento per l'azione sismica:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 2 = 100 \text{ anni}$$

La classificazione del terreno di fondazione è determinata sulla base delle risultanze della relazione geotecnica allegata alla documentazione.

Le condizioni topografiche del sito, come dichiarato in relazione geotecnica, sono riconducibili a quelle della categoria T2 (pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$). La normativa vigente associa alla suddetta categoria un coefficiente di amplificazione topografica $S_T=1.2$.

Nella tabella seguente si riassumono i dati di base di caratterizzazione sismica:

Vita nominale (V_N)	50 anni
Classe d'uso	IV
Coefficiente d'uso (C_U)	2
Periodo di riferimento (V_R)	100 anni
Categoria topografica	T2

Tabella 4.1 - Dati di base per la caratterizzazione sismica

I valori dei parametri sismici, caratterizzanti la sismicità del sito di ubicazione, sono costituiti da:
 accelerazione orizzontale massima al suolo (a_g);

valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro di accelerazione orizzontale (F_0);

periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro di accelerazione orizzontale (TC^*).

I valori dei parametri sismici in oggetto, unitamente alla classificazione del terreno ai fini della caratterizzazione sismica, sono riportati in sede di analisi della struttura, quali dati di base nella definizione delle azioni sismiche.

PROGETTAZIONE ATI:

4.2. SPINTA DELLE TERRE

La spinta del terreno viene valutata in regime di spinta a riposo in condizioni statiche mentre, in condizioni sismiche, in regime di spinta attiva.

Le caratteristiche geomeccaniche assunte per il terreno utilizzato per il terrapieno della spalla sono valutate in uniformità a quanto previsto dal capitolato d'appalto in materia di materiale da rilevato e riportati in sede di analisi della struttura, quali dati di base nella definizione delle azioni di spinta delle terre.

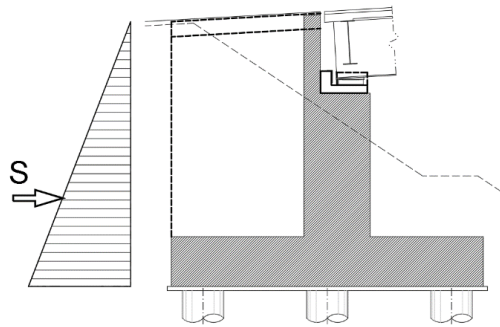
L'andamento delle tensioni orizzontali efficaci assume forma triangolare con valore massimo alla base:

$$\sigma = K \gamma H \quad [\text{kN/m}^2]$$

La risultante di spinta statica è pari a:

$$S_{stat} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot k \quad [\text{kN/ m}]$$

La spinta così calcolata è applicata ad una distanza H/3 a partire dalla base della fondazione



In condizioni statiche si considera un sovraccarico accidentale pari a $q_{es}=30.00 \text{ kN/m}^2$.

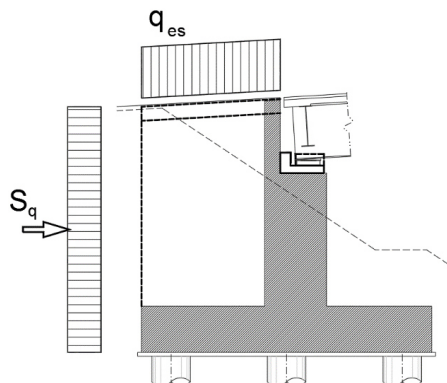
Il diagramma delle tensioni orizzontali che ne scaturiscono ha andamento costante con modulo pari a:

$$\sigma_q = q_{es} \cdot k \quad [\text{kN/m}^2]$$

La risultante di spinta è pari a:

$$S_q = q_{es} \cdot H \cdot k \quad [\text{kN/ m}]$$

La risultante di spinta è applicata a 1/2 dell'altezza dalla base.



PROGETTAZIONE ATI:

4.3. COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al cap. 2 delle NT. Si riporta di seguito la sintesi delle combinazioni di carico previste dalla norma:

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

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

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 delle NTC:

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

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

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

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

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

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

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

Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto Ad:

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

4.3.1. COMBINAZIONI PER LA VERIFICA ALLO SLU

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

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

SLU di tipo strutturale (STR) - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Le verifiche saranno condotte utilizzando i coefficienti parziali riportati come di seguito.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (γ_Q γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tabella 4.2 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

Per la condizione sismica le verifiche agli stati limite ultimi devono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto, con i valori dei coefficienti parziali sopra indicati (7.11.1 NTC).

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

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

Per opere del tipo in oggetto è lecito assumere valore nullo per il coefficiente ψ_{2i} .

4.3.2. COMBINAZIONI PER LA VERIFICA ALLO SLE

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (stato tensionale e fessurazione) si adoperano le combinazioni di carico *rara*, *frequente* e *quasi permanente*. Conservativamente, in sede di verifica, potranno essere considerate le combinazioni di carico rare anche in rappresentanza delle combinazioni di carico frequenti e quasi permanenti.

4.3.3. COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DELLE AZIONI DOVUTE AL TRAFFICO

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si considerano le combinazioni riportate nella seguente tabella:

Gruppo di azioni	Carichi sulla carreggiata					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5 kN/m ²
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti di 3^a categoria
 (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
 (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Tabella 4.3 –Combinazioni dei carichi delle azioni dovute al traffico

PROGETTAZIONE ATI:

Nella seguente tabella, invece, si riportano i coefficienti di combinazione delle diverse categorie di azione:

<i>Azioni</i>	<i>Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)</i>	<i>Coefficiente ψ_0 di combinazione</i>	<i>Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)</i>	<i>Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)</i>
<i>Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)</i>	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
<i>Vento q_s</i>	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	---	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
<i>Neve q_s</i>	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
<i>Temperatura</i>	T_k	0,6	0,6	0,5

Tabella 4.4 – Coefficienti di combinazione delle diverse categorie di azione

4.3.4. COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE UTILIZZATI NELLE ANALISI STRUTTURALI

Sono state considerate tutte le combinazioni di carico contemplate dalla normativa per il caso in esame ma di seguito, per brevità di esposizione, si riportano le combinazioni più significative. In sede di analisi della struttura, i coefficienti di combinazione delle azioni elementari nelle varie Combinazioni di Carico indagate risultano pertanto:

SLU-A1:

	Comb . 1	Comb . 2	Comb . 3	Comb . 4	Comb . 5	Comb . 6	Comb . 7	Comb . 8	Comb . 9	Comb . 10	Comb . 11
Pesi propri e portati impalcato	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
Inerzia sismica impalcato	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Traffico impalcato	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	1.35	1.01	1.01	1.01
Frenatura	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	1.35
DT	1.20	0.72	0.72	0.72	0.72	1.20	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72
Vento	0.00	1.50	0.00	0.90	1.50	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
Peso proprio spalla	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
Inerzia sismica spalla	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Terreno imbarcato	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
Spinta a riposo terre	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
Spinta attiva terre	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Sovrappinta sismica terre	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Inerzia sismica terreno imbarcato	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Traffico tergo spalla	0.00	0.00	1.35	1.35	0.54	0.54	0.00	0.54	1.35	0.00	0.54

PROGETTAZIONE ATI:

SLE Rare:

	Comb . 1	Comb . 2	Comb . 3	Comb . 4	Comb . 5	Comb . 6	Comb . 7	Comb . 8	Comb . 9	Comb . 10	Comb . 11
Pesi propri e portati impalcato	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Inerzia sismica impalcato	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Traffico impalcato	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.75	0.75	0.75
Frenatura	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00
DT	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Vento	0.00	1.00	0.00	0.60	1.00	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
Peso proprio spalla	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Inerzia sismica spalla	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Terreno imbarcato	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Spinta a riposo terre	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Spinta attiva terre	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Sovrappinta sismica terre	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Inerzia sismica terreno imbarcato	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Traffico tergo spalla	0.00	0.00	1.00	1.00	0.40	0.40	0.00	0.40	1.00	0.00	0.40

SLE Frequenti:

	Comb . 1	Comb . 2	Comb . 3	Comb . 4
Pesi propri e portati impalcato	1,00	1,00	1,00	1,00
Inerzia sismica impalcato	-	-	-	-
Traffico impalcato	0,00	0,00	0,00	0,75
Frenatura	0,00	0,00	0,00	0,00
DT	0,60	0,50	0,50	0,50
Vento	0,00	0,00	0,20	0,00
Peso proprio spalla	1,00	1,00	1,00	1,00
Inerzia sismica spalla	-	-	-	-
Terreno imbarcato	1,00	1,00	1,00	1,00
Spinta a riposo terre	1,00	1,00	1,00	1,00
Spinta attiva terre	-	-	-	-
Sovrappinta sismica terre	-	-	-	-
Inerzia sismica terreno imbarcato	-	-	-	-
Traffico tergo spalla	0,00	0,40	0,00	0,00

PROGETTAZIONE ATI:

SLE Quasi Permanenti:

	Comb. 1
Pesi propri e portati impalcato	1.00
Inerzia sismica impalcato	-
Traffico impalcato	0.00
Frenatura	0.00
DT	0.50
Vento	0.00
Peso proprio spalla	1.00
Inerzia sismica spalla	-
Terreno imbarcato	1.00
Spinta a riposo terre	1.00
Spinta attiva terre	-
Sovrappinta sismica terre	-
Inerzia sismica terreno imbarcato	-
Traffico tergo spalla	0.00

SLV:

	Comb. 1
Pesi propri e portati impalcato	1.00
Inerzia sismica impalcato	1.00
Traffico impalcato	-
Frenatura	-
DT	0.50
Vento	-
Peso proprio spalla	1.00
Inerzia sismica spalla	1.00
Terreno imbarcato	1.00
Spinta a riposo terre	-
Spinta attiva terre	1.00
Sovrappinta sismica terre	1.00
Inerzia sismica terreno imbarcato	1.00
Traffico tergo spalla	-

PROGETTAZIONE ATI:

4.4. VALUTAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI

4.4.1. PARAGHIAIA

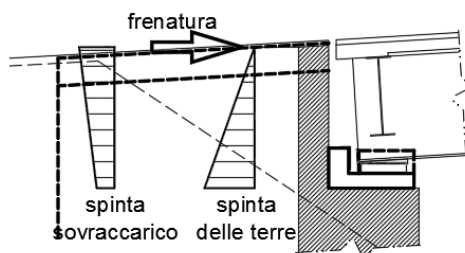
Il calcolo delle sollecitazioni viene effettuato sulla base delle spinte delle terre, di quelle derivanti dal sovraccarico sul rilevato, nonché dell'azione di frenamento determinata ai sensi della Circ. Min. LL. PP. 7/2019 p.to C5.1.3.3.5.2. La condizione sismica viene valutata con le relative sovraspinte.

Il paraghiaia presenta uno schema statico di lastra incastrata su 3 lati (alla base sul fusto ed alle estremità laterali sui muri di risvolto). Tale schema può essere semplificato in via conservativa come duplice funzionamento (vedi figure):

calcolo delle sollecitazioni che interessano le fibre verticali: si considera il funzionamento di schema di mensola verticale inflessa incastrata nel fusto;

calcolo delle sollecitazioni che interessano le fibre orizzontali: si considera il funzionamento di schema di mensola orizzontale tenso-inflessa (con trazione connessa alle spinte agenti sui muri di risvolto) incastrata nei muri di risvolto.

Schema a)



Schema b)



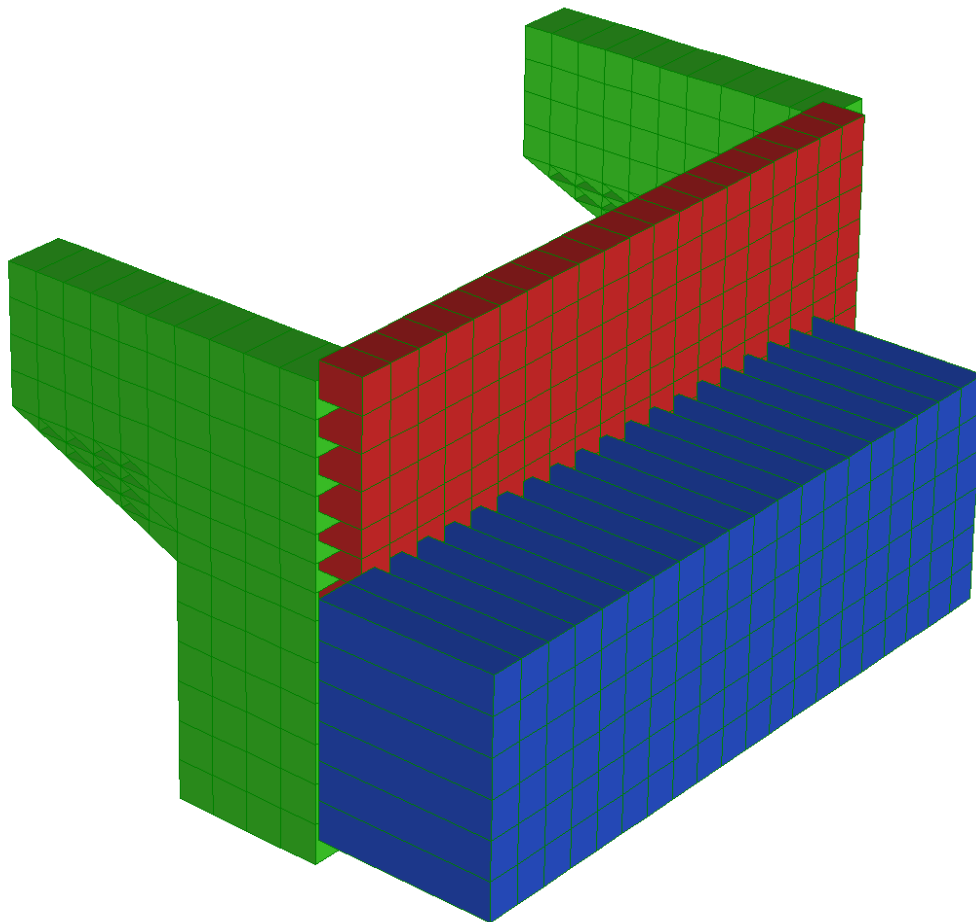
In considerazione dei rapporti dimensionali caratterizzanti il paraghiaia della spalla in oggetto, come funzionamento dimensionante, è assunto lo schema statico di mensola verticale incastrata alla base sul fusto. Nella direzione ortogonale verrà comunque disposta idonea armatura atta a garantire un buon funzionamento d'assieme e ad assorbire eventuali sollecitazioni flessionali secondarie.

PROGETTAZIONE ATI:

4.4.2. MURI DI RISVOLTO E ORECCHIE

L'analisi dei muri di risvolto e delle orecchie è stata eseguita mediante un modello di calcolo implementato con il software Straus7, grazie al quale è stato possibile valutare la ripartizione delle sollecitazioni nelle strutture in elevazione.

La geometria della struttura e i rapporti reciproci tra gli elementi strutturali sono chiaramente individuati dalle immagini dei modelli strutturali riportati di seguito.



Il modello è composto dal fusto, dal superiore paraghiaia e dai retrostanti muri di risvolto che terminano con le orecchie aggettanti. Le varie parti della struttura sono state modellate con elementi a quattro nodi tipo “shell”.

Le strutture in calcestruzzo sono vincolate rigidamente tra loro, mentre, i vincoli alla base, realizzati con incastri, riproducono il collegamento delle strutture in elevazione con la platea di fondazione.

Il peso proprio di tutti gli elementi strutturali modellati è calcolato in automatico dal software utilizzato.

Essendo l'analisi limitata alle strutture costituenti i muri di risvolto e le orecchie, il calcolo delle sollecitazioni viene effettuato sulla base delle spinte delle terre e di quelle derivanti dal sovraccarico sul rilevato, trascurando le azioni derivanti dall'impalcato in quanto non influenti per le analisi delle porzioni di struttura in oggetto. La condizione sismica viene valutata con le relative sovraspinte.

I carichi sono stati inseriti mediante l'applicazione di carichi di superficie direttamente sui singoli elementi bidimensionali.

PROGETTAZIONE ATI:

4.4.3. PLATEA DI FONDAZIONE

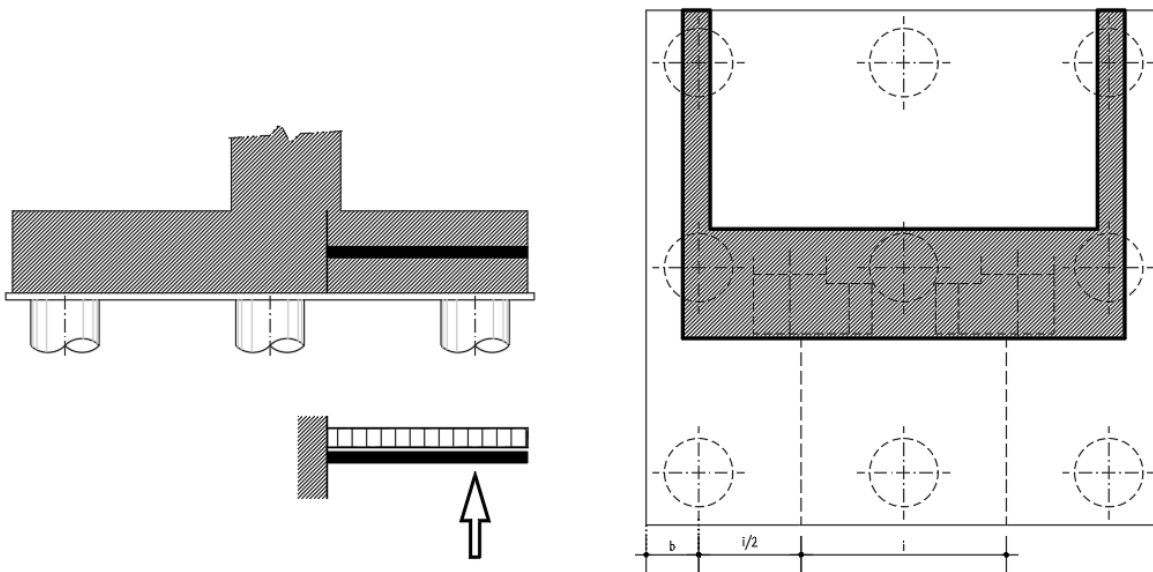
Il comportamento della platea in direzione longitudinale è riconducibile allo schema di trave a mensola vincolata in corrispondenza dell'incastro con lo spiccato fusto. La mensola frontale risulta caricata dall'azione assiale dei pali frontali (soggetti a massimo sforzo normale di compressione), sgravata del peso proprio della platea e del peso del terreno di ricoprimento. Lo schema di calcolo è il seguente con larghezza di calcolo al minimo tra:

l'interasse dei pali

i

il semi-interasse dei pali sommato alla larghezza dello sbalzo trasversale

$i/2+b$



In corrispondenza degli allineamenti dei pali, ove si prevede una concentrazione degli stati sollecitativi e tensionali, viene prevista una quantità di armatura integrativa. Vista la geometria globale della spalla non risultano significative le verifiche della platea in direzione trasversale e quelle dello sbalzo posteriore.

PROGETTAZIONE ATI:

4.4.4. PALI DI FONDAZIONE

Il procedimento di analisi, dimensionamento e progetto dei pali di fondazione si articola nei seguenti passaggi:

1. Definizione della curva di capacità portante del palo singolo;
2. Dimensionamento della palificata secondo una ripartizione lineare delle azioni verticali e dei momenti flettenti sui pali e definizione del carico assiale agente sul palo più sollecitato in accordo all'espressione riportata di seguito, valida sotto le ipotesi di plinto rigido e di vincolo di incastro tra la testa dei pali e il plinto:

$$N_i = \frac{N}{n} + \frac{(M_L + M_{L,i}) \cdot y_i}{\sum_1^n y_i^2} + \frac{(M_T + M_{T,i}) \cdot x_i}{\sum_1^n x_i^2}$$

dove:

N = azione verticale agente in testa alla palificata

M_L, M_T = momenti flettenti agenti in testa alla palificata in direzione longitudinale e trasversale

N_i = azione assiale agente alla testa del palo i-esimo

M_{L,i}, M_{T,i} = momenti di incastro risultanti che i pali esercitano sul plinto per effetto del vincolo di rotazione impedita

x_i, y_i = distanze in direzione longitudinale e trasversale del palo i-esimo dal baricentro della palificata;

n = numero di pali che compongono la palificata.

PROGETTAZIONE ATI:

5. CRITERI DI VERIFICA

5.1. VERIFICHE SLU

5.1.1. RESISTENZA A SFORZO NORMALE E FLESSIONE

Si fa riferimento alle ipotesi di base riportate nel paragrafo 4.1.2.1.2.1 delle NT:

Conservazione delle sezioni piane,

Perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo,

Resistenza a trazione del calcestruzzo nulla,

Rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione,

Rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima.

Per quanto concerne i materiali si adotta il diagramma di calcolo tensione-deformazione “parabola-rettangolo” per il calcestruzzo, elastico-perfettamente plastico per l'acciaio.

La verifica di resistenza si conduce confrontando $M_{Rd}(N_{Ed})$ con M_{Ed} come indicato di seguito:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove:

M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ,

N_{Ed} è il valore di calcolo della compressione assiale (sforzo normale) dell'azione,

M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

5.1.2. VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

Si distingue tra elementi non armati a taglio (paragrafo 4.1.2.1.3.1 delle NT) ed elementi armati a taglio con staffe (paragrafo 4.1.2.1.3.2 delle NT).

5.1.2.1. Elementi non armati a taglio

La verifica di resistenza si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed},$$

dove:

V_{Rd} è il valore di calcolo della resistenza a taglio,

V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

$$V_{Rd} = \{0.18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / \gamma_C + 0.15 \sigma_{cp}\} b_w d \geq (u_{min} + 0.15 \sigma_{cp}) b_w d$$

Con:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$u_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

dove:

d è l'altezza utile della sezione (in mm),

ρ_1 è il rapporto geometrico di armatura longitudinale (≤ 0.02),

σ_{cp} è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 f_{ck}$),

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

5.1.2.2. Elementi armati a taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} per elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio è valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio.

Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo ed i puntoni d'anima inclinati.

L'inclinazione ϑ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i seguenti limiti:

$$1 \leq \text{ctg } \vartheta \leq 2.5.$$

La verifica di resistenza si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed},$$

dove:

V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale (staffe), la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0.9 d A_{sw}/s f_{yd} \text{ctg } \vartheta.$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0.9 d b_w \alpha_c f'_{cd} \text{ctg } \vartheta (1 + \text{ctg}^2 \vartheta).$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rcd}, V_{Rsd}),$$

dove:

d è l'altezza utile della sezione,

σ_{cp} è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 f_{ck}$),

b_w è la larghezza minima della sezione,

A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale,

s è l'interasse tra due armature trasversali consecutive,

f'_{cd} è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima,

α_c è il coefficiente maggiorativo funzione di σ_{cp} .

5.2. VERIFICHE SLE

5.2.1. VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

In ordine di severità si distinguono i seguenti stati limite:

Stato limite di decompressione nel quale la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;

Stato limite di formazione delle fessure nel quale la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_{ct} = f_{ctm}/1.2,$$

con f_{ctm} definito nel paragrafo 11.2.10.2 delle NT;

Stato limite di apertura delle fessure, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

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

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

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

Lo stato limite di fessurazione è fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto nel seguito. Le combinazioni di riferimento sono:

Combinazione Quasi Permanente,

Combinazione Frequente.

Le condizioni ambientali si distinguono come riportato nella tabella seguente:

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

Tabella 5.1 – Condizioni ambientali e classi di esposizione

Per quanto concerne la sensibilità delle armature, trattandosi di armature di acciaio ordinario queste si considerano poco sensibili.

La scelta dei limiti di fessurazione si esegue sulla base di quanto riportato nella tabella seguente:

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
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 5.2 – Limiti di fessurazione

Per quanto concerne gli stati limite di decompressione (“a” nell’elenco precedente) e di formazione delle fessure (“b”), le tensioni sono calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata non fessurata.

Per quanto concerne lo stato limite di apertura delle fessure il valore di calcolo di apertura w_d non deve superare i valori nominali w_1 , w_2 , w_3 secondo quanto riportato nella tabella precedente.

Il valore di calcolo è dato da:

$$w_d = 1.7 w_m,$$

PROGETTAZIONE ATI:

dove:

w_m rappresenta l'ampiezza media delle fessure.

L'ampiezza media delle fessure w_m è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ϵ_{sm} per la distanza tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_m = \epsilon_{sm} \Delta_{sm}$$

Per i valori di ϵ_{sm} e Δ_{sm} si fa riferimento a quanto indicato da comprovata letteratura tecnica.

Nella Circolare Applicativa del 2019, si fa riferimento al seguente calcolo per w_d :

$$w_d = \epsilon_{sm} \Delta_{smmax}$$

dove:

Δ_{smmax} rappresenta la distanza massima tra le fessure.

La deformazione unitaria delle barre, ϵ_{sm} , può essere calcolata con la seguente espressione:

$$\epsilon_{sm} = 1/E_s [\sigma_s - k_t f_{ctm}/\rho_{eff} (1 + \alpha_e \rho_{eff})] \geq 0.6 \sigma_s/E_s,$$

dove:

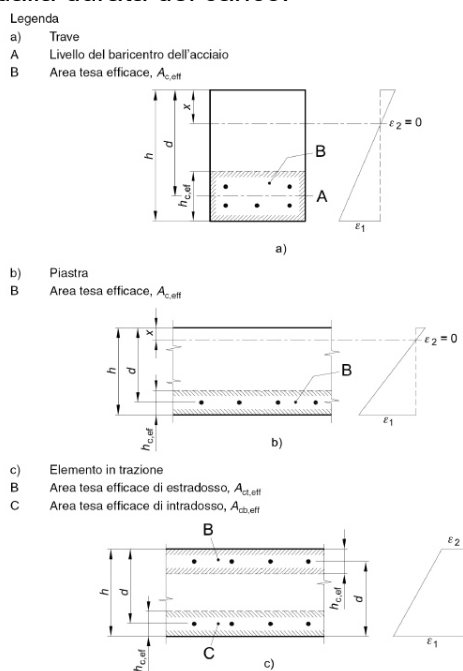
σ_s è la tensione nell'armatura tesa valutata considerando la sezione fessurata,

α_e è il rapporto E_s/E_{cm} ,

ρ_{eff} è pari ad $A_s/A_{c,eff}$,

$A_{c,eff}$ è l'area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura, di altezza $h_{c,ef}$, dove $h_{c,ef}$ è il valore minore tra $2.5(h-d)$, $(h-x)/3$ ed $h/2$ (come indicato in figura seguente); nel caso di elementi in trazione, in cui esistono due aree efficaci, l'una all'estradosso e l'altra all'intradosso, entrambe le aree vanno considerate separatamente,

k_t è un fattore dipendente dalla durata del carico.



Per quanto concerne la distanza massima Δ_{smmax} , nel caso in cui l'armatura sia disposta con una spaziatura non superiore a $5(c + \phi/2)$, essa può essere valutata come segue:

$$\Delta_{smmax} = k_3 c + k_1 k_2 k_3 k_4 \phi/\rho_{eff},$$

dove:

ϕ è il diametro delle barre (se nella sezione sono impiegate barre di diametro diverso si raccomanda l'uso di un opportuno diametro equivalente ϕ_{eq}),

c è il ricoprimento delle barre di armatura,

PROGETTAZIONE ATI:

- k_1 è funzione dell'aderenza delle armature,
 k_2 è funzione dello stato sollecitativo di trazione o flessione,
 k_3 assume il valore fisso di 3.4,
 k_4 assume il valore fisso di 0.425.

Nel caso in esame, come riportato nelle caratteristiche dei materiali, le strutture di elevazione presentano classe di esposizione XC4 e XF1, le strutture di fondazione XC2 e i pali di fondazione XC2. Si ottengono pertanto i seguenti limiti per lo stato limite di fessurazione:

	Condizioni ambientali	Combinazione azioni	limite apertura fessure w_d
Strutture di elevazione	Aggressive	Frequente	$\leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$
		Quasi Permanente	$\leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$
Strutture di fondazione	Ordinarie	Frequente	$\leq w_3 = 0.4 \text{ mm}$
		Quasi Permanente	$\leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$
Pali di fondazione	Ordinarie	Frequente	$\leq w_3 = 0.4 \text{ mm}$
		Quasi Permanente	$\leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$

Nei casi previsti dalla norma, la verifica di fessurazione può essere condotta per via indiretta (C4.1.2.2.4). Essa consiste nell'appurare che la tensione nelle barre di armatura sia limitata entro determinati valori tabellati in funzione del diametro della barra e della spaziatura massima:

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4 \text{ mm}$	$w_2 = 0,3 \text{ mm}$	$w_1 = 0,2 \text{ mm}$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4 \text{ mm}$	$w_2 = 0,3 \text{ mm}$	$w_1 = 0,2 \text{ mm}$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

PROGETTAZIONE ATI:

5.2.2. VERIFICHE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c deve rispettare la seguente limitazione:

$\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ per combinazione caratteristica (rara),

$\sigma_c < 0.45 f_{ck}$ per combinazione quasi permanente.

La tensione massima per l'acciaio σ_s deve rispettare la limitazione seguente:

$\sigma_s < 0.80 f_{yk}$ per combinazione caratteristica.

Nel caso in esame si ottiene pertanto:

Per le strutture di elevazione $f_{ck} = 32$ MPa da cui:

$\sigma_c < 0.60 f_{ck} = 19.2$ MPa per combinazione caratteristica (rara),

$\sigma_c < 0.45 f_{ck} = 14.4$ MPa per combinazione quasi permanente.

Per le strutture di fondazione e per i pali di fondazione $f_{ck} = 25$ MPa da cui:

$\sigma_c < 0.60 f_{ck} = 15$ MPa per combinazione caratteristica (rara),

$\sigma_c < 0.45 f_{ck} = 11.3$ MPa per combinazione quasi permanente.

Per l'acciaio B450C la tensione deve rispettare il seguente limite: $\sigma_s < 0.80 f_{yk} = 360$ Mpa

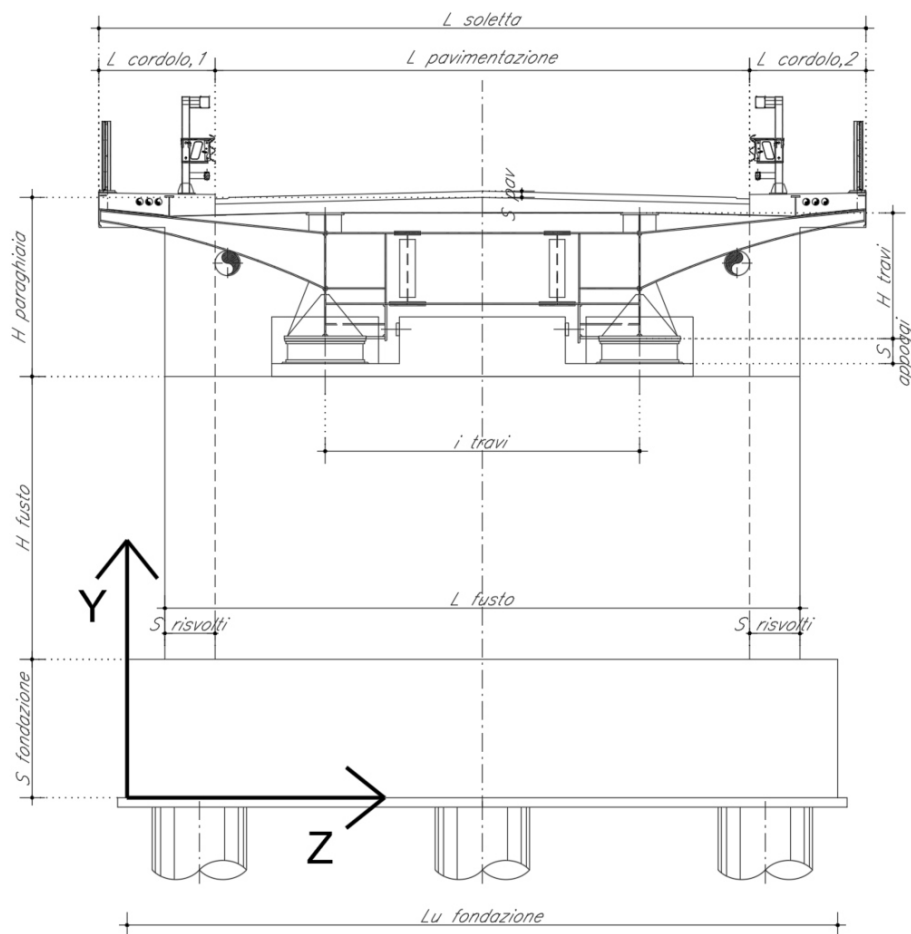
PROGETTAZIONE ATI:

6. ANALISI - SPALLA A

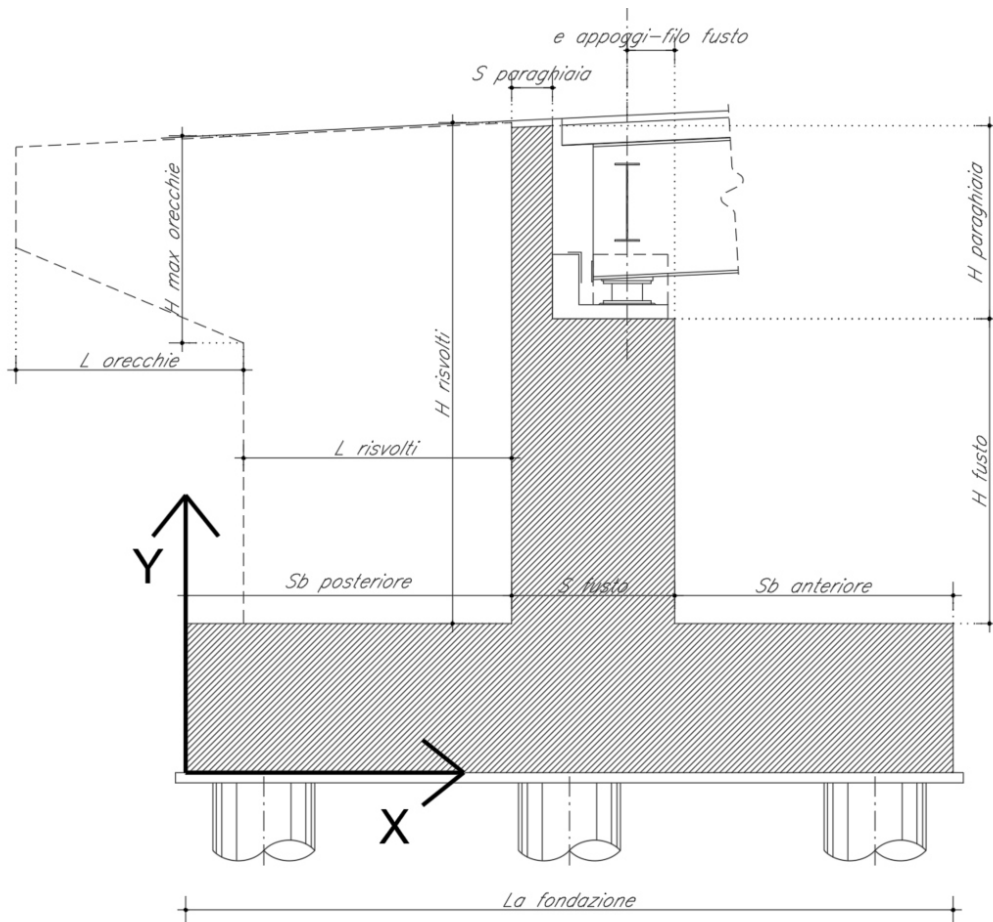
Nel presente paragrafo si riporta l'analisi globale della spalla in oggetto. Per la geometria e le caratteristiche dimensionali si fa riferimento alle figure riportate in premessa. Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di riferimento.

6.1. SISTEMA DI RIFERIMENTO

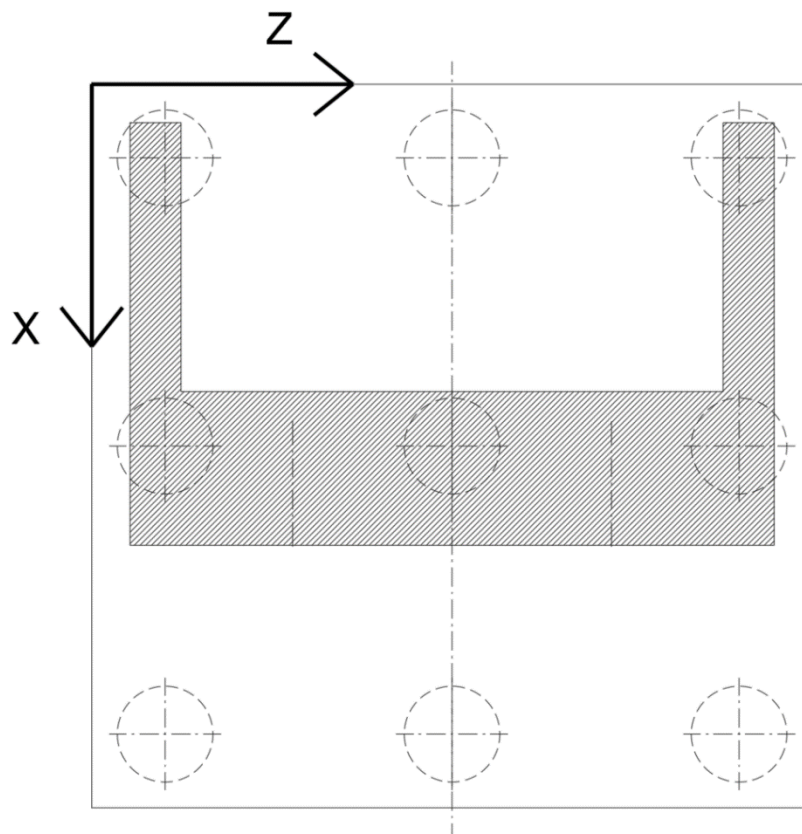
Nell'immagine riportata di seguito viene rappresentato il sistema di riferimento impiegato per svolgere l'analisi.



PROGETTAZIONE ATI:



PROGETTAZIONE ATI:



PROGETTAZIONE ATI:

6.2. DATI DI INPUT

6.2.1. GEOMETRIA DELL'IMPALCATO

Si riportano di seguito i principali dati geometrici dell'impalcato necessari per l'analisi della spalla. La simbologia adottata fa riferimento ai parametri indicati nelle figure precedenti.

Dati relativi all'impalcato

Numero travi	n° travi	3,00
Lunghezza impalcato (m)	L _{impalcato}	56,00
Interasse travi (m)	i _{travi}	3,50
Altezza travi in corrispondenza dell'appoggio (m)	H _{travi}	1,80
Interasse appoggi (m)	i _{appoggi}	56,00
Lunghezza di afferenza alla spalla (m)	L _{afferenza(spalla)}	28,00
Larghezza pavimentazione (m)	L _{pavimentazione}	10,50
Spessore pavimentazione (m)	S _{pavimentazione}	0,10
Larghezza soletta (m)	L _{soletta}	12,00
Larghezza carreggiata (m)	L _{carreggiata}	10,50
Spessore medio soletta (m)	S _{soletta}	0,25
Larghezza cordolo n° 1 -a maggior z- (m)	L _{cordolo,1}	0.75
Larghezza cordolo n° 2 -a minor z- (m)	L _{cordolo,2}	0.75
Altezza max cordoli (m)	H _{max,cordoli}	0.15
Altezza media cordoli (m)	H _{media,cordoli}	0.15

Dati relativi agli appoggi ed alla curvatura impalcato

Spessore apparecchi di appoggio della spalla (m)	S _{appoggi}	0.33
Posizione asse appoggi rispetto a filo valle fusto (m)	e _{appoggi-filo fusto}	0.70
Eccentricità asse impalcato-asse appoggi travi (m)	e _{impalcato-appoggi}	0.00
Raggio di curvatura -zero se rettilineo- (m)	R _{curvatura}	1280
Azione d'attrito sugli appoggi in % sui carichi permanenti	a%	0.00

PROGETTAZIONE ATI:

6.2.2. GEOMETRIA DELLA SPALLA

Si riportano di seguito i principali dati geometrici necessari per il calcolo delle azioni globali relative alla spalla. La simbologia adottata fa riferimento ai parametri indicati nelle figure precedenti.

Dati relativi alla spalla

Altezza fusto spalla (m)	H_{fusto}	1,00
Spessore fusto spalla (m)	S_{fusto}	2,40
Lunghezza fusto spalla (m)	L_{fusto}	12,00
Eccentricità trasversale fusto rispetto alla platea (m)	$e_{\text{fusto-spalla}}$	0,00
Altezza media paraghiaia (m)	$H_{\text{paraghiaia}}$	2,90
Spessore paraghiaia (m)	$S_{\text{paraghiaia}}$	0,60
Altezza risvolti (m)	H_{risvolti}	3,90
Lunghezza risvolti (m)	L_{risvolti}	1,70
Spessore medio risvolti (m)	S_{risvolti}	0,75
Altezza massima orecchie (m)	H_{orecchie}	2,94
Lunghezza massima orecchie (m)	L_{orecchie}	3,30
Spessore medio orecchie (m)	S_{orecchie}	0,75

Dati relativi alla platea di fondazione

Lunghezza platea di fondazione (m)	$L_u_{\text{fondazione}}$	12,60
Larghezza platea di fondazione -lungo asse stradale (m)	$L_a_{\text{fondazione}}$	5,60
Sbalzo anteriore (m)	$S_b_{\text{anteriore}}$	0,70
Sbalzo posteriore (m)	$S_b_{\text{posteriore}}$	2,50
Spessore platea (m)	$S_{\text{fondazione}}$	1,50

Dati relativi alla palificata di fondazione

Numero di pali	$n^{\circ} \text{pali}$	32
Diametro pali (m)	D_{pali}	0.45

PROGETTAZIONE ATI:

6.3. AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO

Le azioni descritte nella 'Relazione di calcolo apparecchi di appoggio e giunti di dilatazione' e trasmesse alla spalla in esame sono riportate di seguito.

6.3.1. CARICHI PERMANENTI

Si riporta di seguito l'analisi dei carichi permanenti unitari riferiti all'impalcato.

	Peso unitario [kN/m ³] [kN/m ²] [kN/m]	Larghezza [m]	Spessore [m]	Numero [-]	Carico lineare [kN/m]
Peso struttura in acciaio	4.00	12.00			= 48.00
Peso soletta	25.00	12.00	0.27		= 81.00
Totale strutturali					129.00
Pavimentazione	3.00	10.50			= 31.50
Barriere sicurezza e parapetto		1.50		2	= 3.00
Totale Permanenti Portati					34.50
Totale					163.50

Le azioni permanenti trasmesse dall'impalcato allo spiccato del fusto e in corrispondenza dell'intradosso della fondazione sono le seguenti.

N/metro	164 kN/m	SPICCATO FUSTO
N	4.578 kN	
e _{trav, appoggio}	0,00 m	
M _{trav}	0,00 kNm	
e _{long, appoggio}	0,50 m	
M _{long}	2.289 kNm	

N/metro	164 kN/m	INTRADOSSO FONDAZIONE
N	4.578 kN	
e _{trav, appoggio}	0,00 m	
M _{trav}	0,00 kNm	
e _{long, appoggio}	1,40 m	
M _{long}	6.409 kNm	

PROGETTAZIONE ATI:

6.3.2. CARICHI ACCIDENTALI

Le colonne dei carichi mobili vengono disposte, a partire da quella di entità massima, in adiacenza al cordolo n° 1. Nella tabella seguente si riassumono le singole reazioni sulla spalla dovute ad ogni singola colonna di carico, e la reazione totale, riferite all'asse della carreggiata:

CARICHI VERTICALI DA TRAFFICO						
SCHEMA DI CARICO 1	Corsia 1		Corsia 2		Corsia 3	Rimanente
Larghezza corsia [m]	3,00		3,00		3,00	1,50
Q _{ik} [kN] afferente a spalla	300	300	200	200	100	100
Ascissa Tandem [m]	10,00	8,00	7,00	5,00	4,00	2,00
Rispetto a baricentro spiccato fusto:						
Momento trasv. da carico tandem [kNm]	1.635,00	1.035,00	490,00	90,00	55,00	255,00
Rispetto a baricentro palificata:						
Momento trasv. da carico tandem [kNm]	1.635,00	1.035,00	490,00	90,00	55,00	255,00
q _{ik} [kN/m ²]	9,00		2,50		2,50	2,50
q _{ik} [kN] afferente a spalla	756,00		210,00		210,00	105,00
Ascissa colonna di carico [m]	9,00		6,00		3,00	0,75
Rispetto a baricentro spiccato fusto:						
Momento trasv. da carico distr. [kNm]	3.364,20		304,50		-325,50	-399,00
Rispetto a baricentro palificata:						
Momento trasv. da carico distr. [kNm]	3.364,20		304,50		-325,50	-399,00

CARICHI VERTICALI DA FOLLA	
Q _{fk}	2,50 kN/m ²
Largh. pedonale 1	0,00 m
Largh. pedonale 2	0,00 m
Q _{fk,1}	0,00 kN/m
Q _{fk,2}	0,00 kN/m
F marciapiede 1	0 kN
F marciapiede 2	0 kN
Z _{folia,marciapiede 1}	-1,75 m
Z _{folia,marciapiede 2}	-1,75 m

PROGETTAZIONE ATI:

Le azioni dovute ai carichi mobili trasmesse dall'impalcato allo spiccato del fusto e in corrispondenza dell'intradosso della fondazione sono le seguenti.

CARICHI VERTICALI DA FOLLA E TRAFFICO		
N _{traffico}	2.481 kN	SPICCATO FUSTO
N _{folia}	0 kN	
N _{tot}	2.481 kN	
M _{trasv,traffico}	5.884 kNm	
M _{trasv,folia}	0 kNm	
M _{trasv,tot}	5.884 kNm	
M _{long,traffico}	1.241 kNm	
M _{long,folia}	0 kNm	
M _{long,tot}	1.241 kNm	
N _{traffico}	2.481 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
N _{folia}	0 kN	
N _{tot}	2.481 kN	
M _{trasv,traffico}	5.884 kNm	
M _{trasv,folia}	0 kNm	
M _{trasv,tot}	5.884 kNm	
M _{long,traffico}	3.473 kNm	
M _{long,folia}	0 kNm	
M _{long,tot}	3.473 kNm	

PROGETTAZIONE ATI:

6.3.3. AZIONE DI FRENAMENTO

Le azioni di frenamento trasmesse dall'impalcato allo spiccato del fusto e in corrispondenza dell'intradosso della fondazione sono le seguenti.

AZIONI DI ACCELERAZIONE E FRENATURA		
$T_{long,frenatura}$	255,60 kN	SPICCATO FUSTO
e_{vert}	1,84 m	
e_{trasv}	0,00 m	
$M_{long,frenatura}$	470 kNm	
$M_{torc,frenatura}$	0,00 kNm	
$T_{long,frenatura}$	255,60 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
e_{vert}	3,34 m	
e_{trasv}	0,00 m	
$M_{long,frenatura}$	854 kNm	
$M_{torc,frenatura}$	0,00 kNm	

6.3.4. AZIONE CENTRIFUGA

Le azioni dovute alla forza centrifuga trasmesse dall'impalcato allo spiccato del fusto e in corrispondenza dell'intradosso della fondazione sono le seguenti.

AZIONE CENTRIFUGA		
Raggio	1.280 m	SPICCATO FUSTO
$T_{trasv,centrifuga}$	38 kN	
e_{vert}	1,84 m	
e_{long}	0,50 m	
$M_{trasv,frenatura}$	69,00 kNm	
$M_{torc,frenatura}$	18,75 kNm	INTRADOSSO FONDAZIONE
$T_{trasv,centrifuga}$	37,50 kN	
e_{vert}	3,34 m	
e_{long}	1,40 m	
$M_{trasv,frenatura}$	125,25 kNm	
$M_{torc,frenatura}$	52,50 kNm	

PROGETTAZIONE ATI:

6.3.5. VARIAZIONE TERMICA

Variatione termica uniforme di progetto 30.000 °C
 Fattore moltiplicativo k appoggi per bassi spostamenti 2.00

T _{long}	91 kN	SPICCATO FUSTO
e _{vert}	1,84 m	
e _{trasv}	0,00	
M _{long}	168 kNm	
M _{torc}	0,00 kNm	

T _{long}	91 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
e _{vert}	3,34 m	
e _{trasv}	0,00	
M _{long}	305 kNm	
M _{torc}	0,00 kNm	

PROGETTAZIONE ATI:

6.3.6. AZIONE DEL VENTO

Pressione vento	2,00 kPa
L 1° campata	56,00 m
% afferenza carico vento alla spalla	50,00 %
H impalcato	3,60 m
H barriera	1,50 m

T _{trav}	286 kN	SPICCATO FUSTO
e _{vert}	1,8 m	
e _{long}	0,5 m	
M _{trav}	1.254 kNm	
M _{torc}	143 kNm	

T _{trav}	286 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
e _{vert}	3,3 m	
e _{long}	1,4 m	
M _{trav}	1.682 kNm	
M _{torc}	400 kNm	

PROGETTAZIONE ATI:

6.3.7. AZIONE SISMICA

Di seguito si riportano i parametri assunti alla base del calcolo dell'azione sismica.

Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)	
Probabilità di superamento	10.00 %
T_R	949 anni
a_g	0,2500 g
a_{gv}	0,1500 g
F_0	2,5110
F_v	1,6100
T_{c^*}	0,3200 s
Categoria suolo	B
Categoria topografica	T2
S_t	1,2000
S_s	1,1489
S	1,379
C_c	1,3815
T_B	0,1474
T_c	0,4421
T_D	2,6000

Sulla spalla in oggetto il sistema di vincolamento trasmette le azioni sismiche longitudinali derivanti dall'impalcato calcolate di seguito.

Lunghezza totale ponte	56,00 m
Luce campata adiacente spalla fissa	56,00 m
$m_{\text{IMPALCATO TOTALE}}$	933.333,33 kg
$m_{\text{IMPALCATO AFFERENTE A SPALLA FISSA}}$	466.666,67 kg
% attrito	100,00 %
F SISMICA LONG	3.155,80 kN
% sisma in y (long.)	100,00 %
% sisma in x (trasv.)	30,00 %
% sisma in verticale	30,00 %

PROGETTAZIONE ATI:

Le azioni dovute al sisma trasmesse dall'impalcato allo spiccato del fusto e in corrispondenza dell'intradosso della fondazione sono le seguenti.

N	663,35 kN	SPICCATO FUSTO
T _{long}	951,30 kN	
T _{trav}	285,39 kN	
e _{vert}	1,84 m	
e _{trav}	0,00 m	
e _{long}	0,50 m	
M _{trav}	1.038,82 kNm	
M _{torc}	142,70 kNm	
M _{long}	2.082,07 kNm	

N	663,35 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
T _{long}	951,30 kN	
T _{trav}	285,39 kN	
e _{vert}	3,34 m	
e _{trav}	0,00 m	
e _x	1,40 m	
M _{trav}	1.466,90 kNm	
M _{torc}	399,55 kNm	
M _{long}	4.106,04 kNm	

PROGETTAZIONE ATI:

6.4. AZIONI RELATIVE ALLA SPALLA

6.4.1. PESO PROPRIO

Elemento strutturale	N (kN)	x _G (m)	y _G (m)
Paragliaia	522	2,80	3,95
Muri d'ala	249	1,65	3,45
Orecchie	231	-0,54	4,43
Fusto	720	3,70	2,00
Plinto	2.646	2,80	0,75

Le azioni dovute ai pesi propri degli elementi della spalla, allo spiccato del fusto e in corrispondenza dell'intradosso della fondazione, sono le seguenti.

g	25,00 kN/m ³	SPICCATO FUSTO
N	1.242 kN	
M _{long}	-470 kNm	
g	25,00 kN/m ³	INTRADOSSO FONDAZIONE
N	4.368 kN	
M _{long}	-411 kNm	
M _{trav}	0 kNm	

PROGETTAZIONE ATI:

6.4.2. FORZE INERZIALI DEGLI ELEMENTI DELLA SPALLA

	Rispetto base fusto	Rispetto intradosso fondazione	
N	522,00	522,00 kN	PARAGHIAIA
Massa paraghiaia	53.211,01	53.211,01 kg	
T long	179,92	179,92 kN	
e vert,paraghiaia	2,45	3,95 m	
M long,paraghiaia	440,80	710,68 kNm	
T trasv	53,98	53,98 kN	
M trasv	132,24	213,20 kNm	
N		248,63 kN	MURI D'ALA
Massa muri d'ala		25.344,04 kg	
T long		85,69 kN	
e vert,muri d'ala		3,45 m	
M long,muri d'ala		295,64 kNm	
T trasv		25,71 kN	
M trasv		88,69 kNm	
N	720,00	720,00 kN	FUSTO
Massa fusto	73.394,50	73.394,50 kg	
T long	248,16	248,16 kN	
e vert,fusto	0,50	2,00 m	
M long,fusto	124,08	496,32 kNm	
T trasv	74,45	74,45 kN	
M trasv	37,22	148,90 kNm	
N		2.646,00 kN	PLINTO
Massa plinto		269.724,77 kg	
T long		912,00 kN	
e vert,plinto		0,75 m	
M long,plinto		684,00 kNm	
T trasv		273,60 kN	
M trasv		205,20 kNm	

PROGETTAZIONE ATI:

Massa totale	126.605,50 kg	SPICCATO FUSTO
N _{sismica}	67,07 kN	
T _{long}	428,08 kN	
M _{long,plinto}	539,51 kNm	
T _{trav}	128,42 kN	
M _{trav}	169,46 kNm	
Massa totale	421.674,31 kg	INTRADOSSO FONDAZIONE
N _{sismica}	223,38 kN	
T _{long}	1.425,77 kN	
M _{long,plinto}	2.206,19 kNm	
T _{trav}	427,73 kN	
M _{trav}	655,99 kNm	

PROGETTAZIONE ATI:

6.4.3. SPINTA DELLE TERRE

6.4.3.1. Spinta statica del terreno di monte

SPINTA RIPOSO TERRENO DI MONTE

ϕ_k [°]	ϕ_k [rad]	$\text{tg}(\phi_k)$
35,00	0,61	0,70

M1	
K_0	0,43
g	19,00 kN/m ³
$H_{\text{MEDIA PARAGHIAIA}}$	2,90 m
H_{FUSTO}	1,00 m
H_{PLINTO}	1,50 m
$H_{\text{media(spalla)}}$	5,40 m
$B_{\text{terreno imbarcato}}$	2,50 m
q	0,00 °
$X_{G,\text{terreno imbarcato(MONTE)}}$	1,25 m
$X_{G,\text{terreno imbarcato(VALLE)}}$	5,25 m
$X_{G,\text{PALIFICATA}}$	2,80 m
Paraghiaia	
$L_{\text{PARAGHIAIA}}$	12,00 m
$H_{\text{PARAGHIAIA}}$	2,90 m
$S_{\text{PARAGHIAIA}}$	409 kN
$Y_{S,\text{PARAGHIAIA}}$	3,47 m
Fusto	
L_{FUSTO}	12,00 m
H_{FUSTO}	1,00 m
S_{FUSTO}	331 kN
$Y_{S,\text{FUSTO}}$	1,98 m
Plinto	
L_{PLINTO}	12,60 m
H_{PLINTO}	1,50 m
S_{PLINTO}	712 kN
$Y_{S,\text{PLINTO}}$	0,71 m

PROGETTAZIONE ATI:

T _{long,spinta}	739 kN	SPICCATO FUSTO
M _{long,spinta}	961 kNm	
N _{terreno imbarcato}	0 kN	
M _{long,terreno imbarcato}	0 kNm	
N _{tot}	0 kN	
T _{long,tot}	739 kN	
M _{long,tot}	961 kNm	INTRADOSSO FONDAZIONE
T _{long,spinta}	1.451 kN	
M _{long,spinta}	2.576 kNm	
N _{terreno imbarcato}	2.195 kN	
M _{long,terreno imbarcato}	-3.202 kNm	
N _{tot}	2.195 kN	
T _{long,tot}	1.451 kN	
M _{long,tot}	-626 kNm	

PROGETTAZIONE ATI:

SPINTA ATTIVA TERRENO DI MONTE

ϕ_k [°]	ϕ_k [rad]	$tg(\phi_k)$
35,00	0,61	0,70

M1	
K_a	0,27
g	19,00 kN/m ³
$H_{MEDIA PARAGHIAIA}$	2,90 m
H_{FUSTO}	1,00 m
H_{PLINTO}	1,50 m
$H_{media(spalla)}$	5,40 m
$B_{terreno imbarcato}$	2,50 m
q	0,00 °
$X_{G,terreno imbarcato}$	1,25 m
$X_{G,terreno imbarcato(VALLE)}$	5,25 m
$X_{G,PALIFICATA}$	2,80 m
Paraghiaia	
$L_{PARAGHIAIA}$	12,00 m
$H_{PARAGHIAIA}$	2,90 m
$S_{PARAGHIAIA}$	260 kN
$Y_{S,PARAGHIAIA}$	3,47 m
Fusto	
L_{FUSTO}	12,00 m
H_{FUSTO}	1,00 m
S_{FUSTO}	210 kN
$Y_{S,FUSTO}$	1,98 m
Plinto	
L_{PLINTO}	12,60 m
H_{PLINTO}	1,50 m
S_{PLINTO}	453 kN
$Y_{S,PLINTO}$	0,71 m

PROGETTAZIONE ATI:

$T_{long,spinta}$	470 kN	SPICCATO FUSTO
$M_{long,spinta}$	611 kNm	
$N_{terreno\ imbarcato}$	0 kN	
$M_{long,terreno\ imbarcato}$	0 kNm	
N_{tot}	0 kN	
$T_{long,tot}$	470 kN	
$M_{long,tot}$	611 kNm	INTRADOSSO FONDAZIONE
$T_{long,spinta}$	922 kN	
$M_{long,spinta}$	1.637 kNm	
$N_{terreno\ imbarcato}$	2.195 kN	
$M_{long,terreno\ imbarcato}$	-3.202 kNm	
N_{tot}	2.195 kN	
$T_{long,tot}$	922 kN	
$M_{long,tot}$	-1.565 kNm	

PROGETTAZIONE ATI:

6.4.3.2. Traffico a tergo spalla

M1	
K0	0,43
q TRAFFICO	30,00 kN/m ²
H SPALLA	5,40 m
B PLINTO	5,60 m
H PLINTO	1,50 m
B TERRENO IMBARCATO	2,50 m
L PARAGHIAIA	12,00 m
X G.PALIFICATA	2,80 m

N	0 kN	SPICCATO FUSTO
T _{long}	599 kN	
M _{long}	1.167 kNm	

N	900 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
T _{long}	829 kN	
M _{long}	843 kNm	

PROGETTAZIONE ATI:

6.4.3.3. Sovrappinta sismica del terreno di monte

$\phi\kappa$ [°]	$\phi\kappa$ [rad]	$\text{tg}(\phi\kappa)$
35,00	0,61	0,70

M1	
$H_{\text{media(spalla)}}$	5,40 m
g	19,00 kN/m ³
K_a	0,27
k_h	0,34
k_v	0,17
q	16,38 °
α	90,00 °
β	0,00 °
δ	0,00 °
$K_{a,e}$	0,47
S_e	153,48 kN/m
S_a	75,07 kN/m
DS	78,41 kN/m
$q_{\Delta\Sigma}$	14,52 kN/m/m
Paraghiaia	
$L_{\text{PARAGHIAIA}}$	12,00 m
$H_{\text{PARAGHIAIA}}$	2,90 m
$\Delta\Sigma_{e,PARAGHIAIA}$	505 kN
$y_{Se,PARAGHIAIA}$	3,95 m
$M_{\text{long,PARAGHIAIA}}$	1.996 kNm
Fusto	
L_{FUSTO}	12,00 m
H_{FUSTO}	1,00 kN
$\Delta\Sigma_{e,FUSTO}$	174 kN
$y_{Se,FUSTO}$	2,00 m
$M_{\text{long,FUSTO}}$	348 kNm
Plinto	
L_{PLINTO}	12,60 m
H_{PLINTO}	1,50 m
$\Delta\Sigma_{e,PLINTO}$	274 kN
$y_{Se,PLINTO}$	0,75 m
$M_{\text{long,PLINTO}}$	206 kNm

PROGETTAZIONE ATI:

T _{long,spinta}	680 kN	SPICCATO FUSTO
M _{long,spinta}	1.325 kNm	
T _{long,spinta}	954 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
M _{long,spinta}	2.550 kNm	

6.4.3.4. Forse inerziali del terreno imbarcato

Massa terreno imbarcato	207.344,04 kg	SPICCATO FUSTO
T _{long,SISMICA}	701,07 kN	
Y _G	1,95 m	
M _{long,SISMICA}	1.367,09 kNm	
T _{trav,SISMICA}	210,32 kN	
M _{trav,SISMICA}	410,13 kNm	
N _{SISMICA}	0,00 kN	
X _G	-2,45 m	
M _{long,SISMICA}	0,00 kNm	
Massa terreno imbarcato	223.799,08 kg	INTRAD. FONDAZIONE
T _{long,SISMICA}	756,71 kN	
Y _{G,terreno imbarcato MONTE}	3,45 m	
Y _{G,terreno imbarcato VALLE}	1,65 m	
M _{long,SISMICA}	2.579,47 kNm	
T _{trav,SISMICA}	227,01 kN	
M _{trav,SISMICA}	783,20 kNm	
N _{SISMICA}	118,56 kN	
X _G	-1,55 m	

PROGETTAZIONE ATI:

6.5. SOLLECITAZIONI A SPICCATO FUSTO

6.5.1. AZIONI ELEMENTARI

SOLLECITAZIONI SPICCATO FUSTO						
	N [kN]	T long [kN]	M long [kNm]	T trasv [kN]	M trasv [kNm]	M torc [kNm]
Pesi propri + portati impalcato	4.578	-	2.289	-	0	-
Inerzia sismica impalcato	663	951	2.082	285	1.039	143
Traffico impalcato	2.481	-	1.241	-	5.884	-
Frenatura e centrifuga	-	256	470	38	69	19
DT	-	91	168	-	-	0
Attrito	-	0	0	-	-	0
Vento	-	-	-	286	1.254	143
P.P. spalla	1.242	-	-470	-	-	-
Inerzia sismica spalla	67	428	540	128	169	-
Terreno imbarcato	0	-	0	-	-	-
Spinta statica terre a riposo	-	739	961	-	-	-
Spinta statica terre attiva	-	470	611	-	-	-
Sovrappinta sismica terre	-	680	1.325	-	-	-
Inerzia sismica terreno imbarcato	0	701	1.367	210	410	-
Traffico tergo spalla	0	599	1.167	-	-	-

PROGETTAZIONE ATI:

6.5.2. SOLLECITAZIONI A SPICCATO FUSTO

Di seguito si riportano le sollecitazioni globali risultanti nella sezione di spiccato fusto.

COMBO SLU-A1											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
N [kN]	7.857	7.857	7.857	7.857	7.857	7.857	11.206	11.206	10.363	10.363	10.363
T long [kN]	1.108	1.064	1.872	1.872	1.387	1.431	1.064	1.387	1.872	1.409	1.732
M long [kNm]	3.955	3.875	5.451	5.451	4.505	4.586	5.549	6.180	6.704	5.762	6.393
T trasv [kN]	0	428	0	257	428	257	257	257	257	308	308
M trasv [kNm]	0	1.881	0	1.128	1.881	1.128	9.072	9.072	7.071	7.165	7.165
M torc [kNm]	0	214	0	129	214	129	129	129	129	154	154

COMBO SLE - RARE											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
N [kN]	5.820	5.820	5.820	5.820	5.820	5.820	8.301	8.301	7.681	7.681	7.681
T long [kN]	831	794	1.393	1.393	1.034	1.070	794	1.034	1.393	1.050	1.289
M long [kNm]	2.948	2.881	4.049	4.049	3.348	3.415	4.122	4.589	4.979	4.282	4.749
T trasv [kN]	0	286	0	171	286	171	171	171	171	209	209
M trasv [kNm]	0	1.254	0	752	1.254	752	6.636	6.636	5.165	5.234	5.234
M torc [kNm]	0	143	0	86	143	86	86	86	86	104	104

COMBO SLE - FREQUENTE				
	1	2	3	4
N [kN]	5.820	5.820	5.820	7.681
T long [kN]	794	1.025	785	785
M long [kNm]	2.881	3.331	2.864	3.795
T trasv [kN]	0	0	57	0
M trasv [kNm]	0	0	251	4.413
M torc [kNm]	0	0	29	0

COMBO SLE - QP	
	1
N [kN]	5.820
T long [kN]	785
M long [kNm]	2.864
T trasv [kN]	0
M trasv [kNm]	0
M torc [kNm]	0

PROGETTAZIONE ATI:

	COMBO SLV
	1
N [kN]	6.550
T long [kN]	3.276
M long [kNm]	7.828
T trasv [kN]	624
M trasv [kNm]	1.618
M torc [kNm]	143

PROGETTAZIONE ATI:

6.5.3. SOLLECITAZIONI OGGETTO DI VERIFICA

La verifica dell'elemento strutturale viene condotta facendo riferimento ad una sezione di larghezza unitaria. Le sollecitazioni a spiccato fusto riferite ad una larghezza unitaria pari a 1 m risultano pertanto:

		COMBO SLU-A1										
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
N [kN]		748	748	748	748	748	748	1.067	1.067	987	987	987
T long [kN]		106	101	178	178	132	136	101	132	178	134	165
M long [kNm]		377	369	519	519	429	437	528	589	638	549	609

		COMBO SLE - RARE										
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
N [kN]		554	554	554	554	554	554	791	791	732	732	732
T long [kN]		79	76	133	133	98	102	76	98	133	100	123
M long [kNm]		281	274	386	386	319	325	393	437	474	408	452

		COMBO SLE - FREQUENTE			
		1	2	3	4
N [kN]		554	554	554	732
T long [kN]		76	98	75	75
M long [kNm]		274	317	273	361

		COMBO SLE - QUASI PERMANENTE
		1
N [kN]		554
T long [kN]		75
M long [kNm]		273

		COMBO SLV
		1
N [kN]		624
T long [kN]		312
M long [kNm]		746

PROGETTAZIONE ATI:

6.6. SOLLECITAZIONI SULLA PALIFICATA DI FONDAZIONE

6.6.1. AZIONI ELEMENTARI

Si riportano di seguito le caratteristiche di sollecitazione relative alla palificata, riferite agli assi baricentrici della platea.

SOLLECITAZIONI INTRADOSSO FONDAZIONE						
	N [kN]	T long [kN]	M long [kNm]	T trasv [kN]	M trasv [kNm]	M torc [kNm]
Pesi propri + portati impalcato	4.578	-	6.409	-	0	-
Inerzia sismica impalcato	663	951	4.106	285	1.467	400
Traffico impalcato	2.481	-	3.473	-	5.884	-
Frenatura e centrifuga	-	256	854	38	125	53
DT	-	91	305	-	-	0
Attrito	-	0	0	-	-	0
Vento	-	-	-	286	1.682	400
P.P. spalla	4.368	-	-411	-	0	-
Inerzia sismica spalla	223	1.426	2.206	428	656	-
Terreno imbarcato	2.195	-	-3.202	-	-	-
Spinta statica terre a riposo	-	1.451	2.576	-	-	-
Spinta statica terre attiva	-	922	1.637	-	-	-
Sovrappinta sismica terre	-	954	2.550	-	-	-
Inerzia sismica terreno imbarcato	119	757	2.396	227	783	-
Traffico tergo spalla	900	829	843	-	-	-

PROGETTAZIONE ATI:

6.6.2. SOLLECITAZIONI SULLA PALIFICATA DI FONDAZIONE

Le sollecitazioni riportate nella tabella sottostante sono calcolate rispetto al baricentro della palificata.

COMBO SLU-A1											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
N [kN]	15.041	15.041	16.256	16.256	15.527	15.527	18.390	18.876	18.762	17.547	18.033
T long [kN]	2.069	2.025	3.144	3.144	2.473	2.517	2.025	2.473	3.144	2.370	2.818
M long [kNm]	7.618	7.472	8.610	8.610	7.927	8.074	12.161	12.616	12.118	12.133	12.588
T trasv [kN]	0	428	0	257	428	257	257	257	257	308	308
M trasv [kNm]	0	2.523	0	1.514	2.523	1.514	9.458	9.458	7.457	7.626	7.626
M torc [kNm]	0	600	0	360	600	360	360	360	360	431	431

COMBO SLE RARA											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
N [kN]	11.142	11.142	12.042	12.042	11.502	11.502	13.623	13.983	13.902	13.002	13.362
T long [kN]	1.543	1.506	2.335	2.335	1.838	1.874	1.506	1.838	2.335	1.762	2.093
M long [kNm]	5.677	5.555	6.398	6.398	5.892	6.014	9.029	9.366	9.003	9.014	9.351
T trasv [kN]	0	286	0	171	286	171	171	171	171	209	209
M trasv [kNm]	0	1.682	0	1.009	1.682	1.009	6.894	6.894	5.422	5.548	5.548
M torc [kNm]	0	400	0	240	400	240	240	240	240	292	292

COMBO SLE FREQUENTE				
	1	2	3	4
N [kN]	11.142	11.502	11.142	13.002
T long [kN]	1.506	1.829	1.497	1.497
M long [kNm]	5.555	5.862	5.525	8.130
T trasv [kN]	0	0	57	0
M trasv [kNm]	0	0	336	4.413
M torc [kNm]	0	0	80	0

COMBO SLE - QP	
	1
N [kN]	11.142
T long [kN]	1.497
M long [kNm]	5.525
T trasv [kN]	0
M trasv [kNm]	0
M torc [kNm]	0

PROGETTAZIONE ATI:

	COMBO SLV
	1
N [kN]	12.147
T long [kN]	5.056
M long [kNm]	15.844
T trasv [kN]	940
M trasv [kNm]	2.906
M torc [kNm]	400

PROGETTAZIONE ATI:

6.7. SOLLECITAZIONE SUI PALI DI FONDAZIONE

Le sollecitazioni in testa palo più gravose per le diverse combinazioni di carico risultano:

	Nmax [kN]	Nmin [kN]	Tmax [kN]	Mmax [kN]
SLU	1.123	44	103	107
SLE RARA	831	34	76	79
SLE FR	723	89	57	59
SLE QP	538	158	47	49
SLV	996	-236	165	172

PROGETTAZIONE ATI:

6.8. SOLLECITAZIONI SUL PARAGHIAIA

In merito alle analisi dei muri di risvolto e delle orecchie, vista l'analogia geometrica, si rimanda alla condizione più gravosa valutata per la spalla B, rif. par. 9.8.

6.9. SOLLECITAZIONI SUI MURI DI RISVOLTO E SULLE ORECCHIE

In merito alle analisi dei muri di risvolto e delle orecchie, vista l'analogia geometrica, si rimanda alla condizione più gravosa valutata per la spalla B, rif. par. 9.9.

6.10. SOLLECITAZIONI SULLA PLATEA DI FONDAZIONE

In merito alle analisi dei muri di risvolto e delle orecchie, vista l'analogia geometrica, si rimanda alla condizione più gravosa valutata per la spalla B, rif. par. 9.10.

PROGETTAZIONE ATI:

6.1. SOLLECITAZIONI SUI BAGGIOLI E RITEGNI

Nel presente paragrafo si analizzano i baggioli ed i ritegni sismici. Essendo le due parti della spalla inglobate in un'unica struttura si procede sviluppando le considerazioni relative solo ai secondi in quanto soggetti ad azioni più gravose.

L'azione sollecitante presa in considerazione deriva dalle massime sollecitazioni che sono in grado trasmettere gli appoggi allo SLC.

6.1.1. RITEGNI TRASVERSALI

I ritegni trasversali sono presenti su tutte le strutture in elevazione, ovvero su entrambe le spalle, e pertanto, ai fini dell'analisi degli elementi in oggetto, si considerano i soli appoggi della spalla.

Nel caso in esame gli isolatori presentano una rigidità di 1.51 kN/mm e uno spostamento massimo che si assume cautelativamente pari a 250 mm.

Si ottiene pertanto una forza su ogni appoggio pari a:

$$F_{Ed} = K\delta = 1.51 \text{ kN/mm} * 250 \text{ mm} = 378 \text{ kN}$$

Essendo presenti due isolatori su ciascuna spalla la forza agente sul ritegno in oggetto risulta pari a:

$$F_{Ed} = 377.5 \text{ kN} * 3 = 1133 \text{ kN}$$

6.1.2. RITEGNI LONGITUDINALI

I risvolti longitudinali sono presenti solo sulle spalle e pertanto, ai fini dell'analisi dei ritegni in oggetto, si considerano gli appoggi presenti nell'intera opera.

Nel caso in esame gli isolatori presentano le seguenti caratteristiche:

	k isolatore [kN/mm]	n app	K tot [kN/mm]
kspA	1.51	3	4.53
kspB	1.51	3	4.53
			9.06

Lo spostamento massimo si assume pari a 250 mm.

Si ottiene pertanto una forza su totale pari a:

$$F_{Ed} = K\delta = 9.06 \text{ kN/mm} * 250 \text{ mm} = 2265 \text{ kN}$$

PROGETTAZIONE ATI:

7. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI - SPALLA A

Si riportano di seguito le verifiche degli elementi strutturali le cui sollecitazioni di verifica sono state calcolate ai paragrafi precedenti.

7.1. PARAGHIAIA

In merito alle verifiche dei muri di risvolto in direzione orizzontale, vista l'analogia geometrica, si rimanda alla condizione più gravosa valutata per la spalla B, rif. par. 10.1.

7.2. MURI DI RISVOLTO (MENSOLA ORIZZONTALE)

In merito alle verifiche dei muri di risvolto in direzione orizzontale, vista l'analogia geometrica, si rimanda alla condizione più gravosa valutata per la spalla B, rif. par. 10.2.

7.3. MURI DI RISVOLTO (MENSOLA VERTICALE)

In merito alle verifiche dei muri di risvolto in direzione verticale, vista l'analogia geometrica, si rimanda alla condizione più gravosa valutata per la spalla B, rif. par. 10.3.

7.4. ORECCHIE

In merito alle verifiche delle orecchie, vista l'analogia geometrica, si rimanda alla condizione più gravosa valutata per la spalla B, rif. par. 10.4.

PROGETTAZIONE ATI:

7.5. SEZIONE DI SPICCATO FUSTO

Il calcolo di verifica si riferisce ad una sezione di larghezza unitaria.

$B = 100 \text{ cm}$

$H = 240 \text{ cm}$

$A_s = \phi 22/15$

$A's = \phi 16/15$

$A_{sw} = \text{spille } \phi 10/45 \times 20$

7.5.1. VERIFICHE AGLI SLU

7.5.1.1. Verifica a flessione

Dalle analisi statiche e sismiche, le sollecitazioni più gravose risultano:

$M_{Ed} = 638 \text{ kNm}$

A favore di sicurezza si trascura il contributo benefico dello sforzo di compressione.

Titolo: _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	240

N°	As [cm²]	d [cm]
1	13,40	9,1
2	25,34	230,2

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

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

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

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

M_{xRd} 2.255 kN m
 σ_c -18,13 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 2,451 ‰
 ϵ_s 67,5 ‰
 d 230,2 cm
 x 8,067 x/d 0,03504
 δ 0,7

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello
 M-curvatura
 Precompresso

Essendo $M_{RD} > M_{ED}$ la verifica risulta soddisfatta.

7.5.1.2. Verifica a Taglio

V_{sdu}	312	kN
N_{sdu}	0	kN
R_{ck}	40	N/mm ²
f_{ck}	32	N/mm ²
γ_c	1,50	
f_{yk}	450	N/mm ²
b_w	100	cm
d	230,2	cm
A_{sl}	35,40	cm ²
c	9,80	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
θ	21,80	gradi
$ctg\theta$	2,50	
A_{sw}	1,78	cm ²
passo	20	cm
f_{cd}	18,13	N/mm ²
f_{yd}	391,30	N/mm ²
σ_{cp}	0,00	N/mm ²
Verifica senza armatura resistente a taglio		
V_{Rd}	671	kN
Verifica con armatura resistente a taglio		
V_{Rcd}	6477	kN
V_{Rsd}	1802	kN
V_{Rd}	1802	kN

Essendo $V_{RD} > V_{ED}$ la verifica risulta soddisfatta.

PROGETTAZIONE ATI:

7.5.2. VERIFICHE AGLI SLE

7.5.2.1. Verifiche tensionali

Si determinano i tassi di lavoro sui materiali in condizioni di carico SLE Rare, le sollecitazioni più gravose risultano:

$$M_{ED} = 474 \text{ KNm}$$

A favore di sicurezza si trascura il contributo benefico dello sforzo di compressione.

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	240	1	13,40	9,1
			2	25,34	230,2

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

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

Materiali

ϵ_{su} <input type="text" value="67,5"/> ‰	ϵ_{c2} <input type="text" value="2"/> ‰	σ_c <input type="text" value="-1,09"/> N/mm ²
f_{yd} <input type="text" value="391,3"/> N/mm ²	ϵ_{cu} <input type="text" value="3,5"/> ‰	σ_s <input type="text" value="85,74"/> N/mm ²
E_s <input type="text" value="200.000"/> N/mm ²	f_{cd} <input type="text" value="18,13"/>	ϵ_s <input type="text" value="0,4287"/> ‰
E_s/E_c <input type="text" value="15"/>	f_{cc}/f_{cd} <input type="text" value="0,8"/> ?	d <input type="text" value="230,2"/> cm
ϵ_{syd} <input type="text" value="1,957"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$ <input type="text" value="12,25"/>	x <input type="text" value="36,85"/> x/d <input type="text" value="0,1601"/>
$\sigma_{s,adm}$ <input type="text" value="255"/> N/mm ²	τ_{co} <input type="text" value="0,7333"/>	δ <input type="text" value="0,7"/>
	τ_{c1} <input type="text" value="2,114"/>	

Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso

Essendo $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ e $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$ la verifica è soddisfatta.

Inoltre, essendo verificata anche la condizione limite riferita agli stati limite di esercizio quasi permanenti ($\sigma_c < 0.45 f_{ck}$) non risulta necessario eseguire ulteriori verifiche.

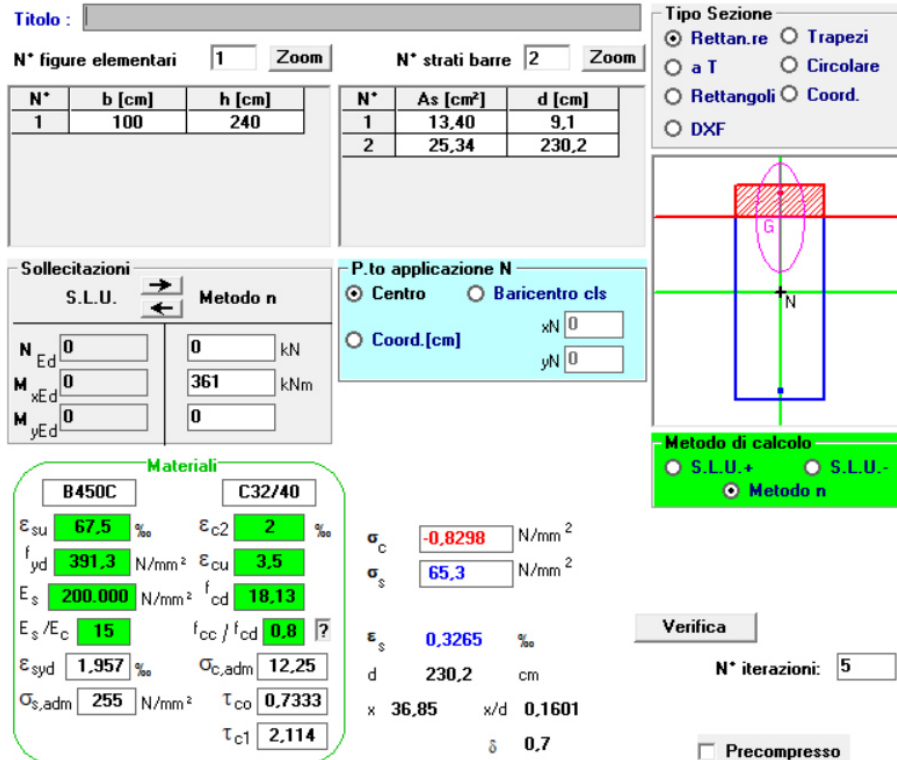
PROGETTAZIONE ATI:

7.5.2.2. Verifiche a fessurazione

Si determinano i tassi di lavoro sui materiali in condizioni di carico SLE Frequenti, le sollecitazioni più gravose risultano:

$M_{ED} = 361 \text{ kNm}$

A favore di sicurezza si trascura il contributo benefico dello sforzo di compressione.



Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	240

N°	As [cm²]	d [cm]
1	13,40	9,1
2	25,34	230,2

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

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

σ_c -0,8298 N/mm²
 σ_s 65,3 N/mm²
 ε_s 0,3265 ‰
 d 230,2 cm
 x 36,85 x/d 0,1601
 δ 0,7

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

Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso

I tassi di lavoro nelle armature nelle combinazioni di carico agli Stati Limite di Esercizio Frequenti permangono inferiori ai limiti riportati nelle tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 (punto C4.1.2.2.4.5). La verifica dell'ampiezza di fessurazione è da intendersi pertanto svolta per via indiretta ed implicitamente soddisfatta in ragione dei tassi di lavoro di progetto sulle armature precedentemente determinati.

Inoltre, essendo verificata anche la condizione limite riferita agli stati limite di esercizio quasi permanenti non risulta necessario eseguire ulteriori verifiche.

7.6. PLATEA DI FONDAZIONE

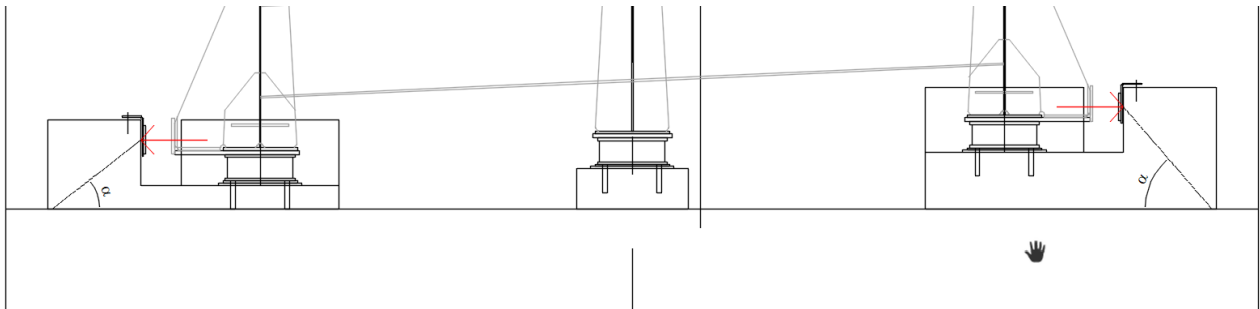
In merito alle verifiche delle orecchie, vista l'analogia geometrica, si rimanda alla condizione più gravosa valutata per la spalla B, rif. par. 10.6.

PROGETTAZIONE ATI:

7.7. RITEGNI

7.7.1. RITEGNI TRASVERSALI

La verifica è eseguita avvalendosi del metodo tirante-puntone. Si assume che il carico generi la formazione di una biella compressa di inclinazione pari ad α che dipende dalla geometria del ritegno. A favore di sicurezza si adotta l'angolo maggiore.



La trazione che nasce nelle armature può quindi essere calcolata mediante considerazioni geometriche, come nel seguito riportato:

$$T_{Ed} = F_{Ed} * \tan \alpha = 1133 \text{ kN} * \tan (49^\circ) = 1303 \text{ kN}$$

A favore di sicurezza si considera un'armatura costituita solo dai ferri posti sul lato minore del ritegno, ovvero $10\phi 22$: $A_s = 3801 \text{ mm}^2$

La trazione resistente vale pertanto:

$$T_{Rd} = A_s * f_{yd} = 3801 \text{ mm}^2 * 391 \text{ MPa} = 1486 \text{ kN}$$

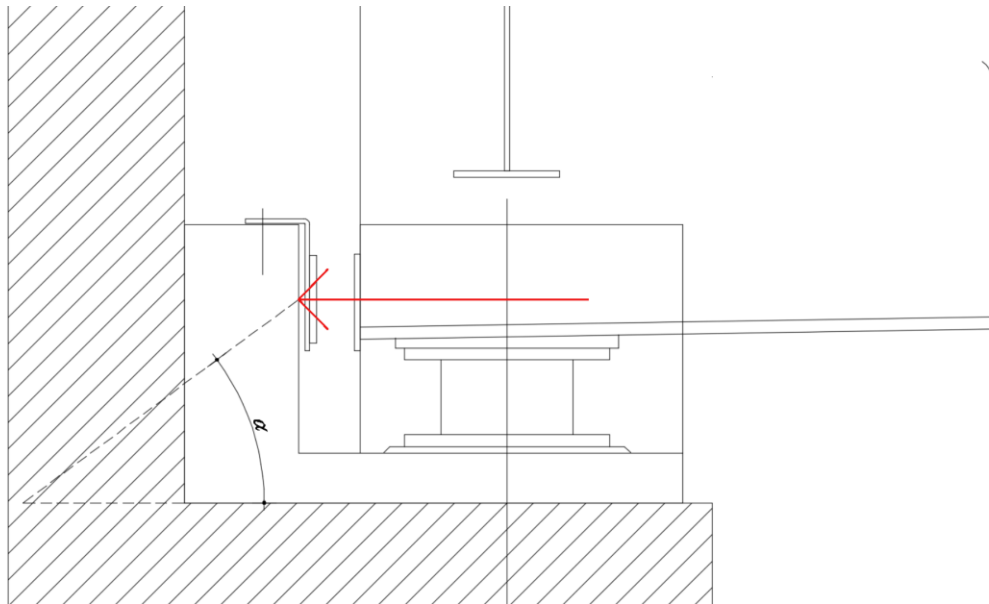
Si ottiene:

$$T_{Ed}/T_{Rd} = 1303 \text{ kN} / 1486 \text{ kN} = 0.88 < 1 \text{ verificato}$$

PROGETTAZIONE ATI:

7.7.2. RITEGNI LONGITUDINALI

La verifica è eseguita avvalendosi del metodo tirante-puntone. Si assume che il carico generi la formazione di una biella compressa di inclinazione pari ad α che dipende dalla geometria del ritegno.



La trazione che nasce nelle armature può quindi essere calcolata mediante considerazioni geometriche, come nel seguito riportato:

$$T_{Ed} = F_{Ed} * \tan \alpha = 2265 \text{ kN} * \tan (52^\circ) = 2899 \text{ kN}$$

A favore di sicurezza si considera un'armatura costituita solo dai ferri posti sul lato ortogonale del ritegno, ovvero 17 ϕ 26: $A_s = 6903 \text{ mm}^2$

La trazione resistente vale pertanto:

$$T_{Rd} = A_s * f_{yd} = 6903 \text{ mm}^2 * 391 \text{ MPa} = 3530 \text{ kN}$$

Si ottiene:

$$T_{Ed}/T_{Rd} = 2899 \text{ kN} / 3530 \text{ kN} = 0.82 < 1 \text{ verificato}$$

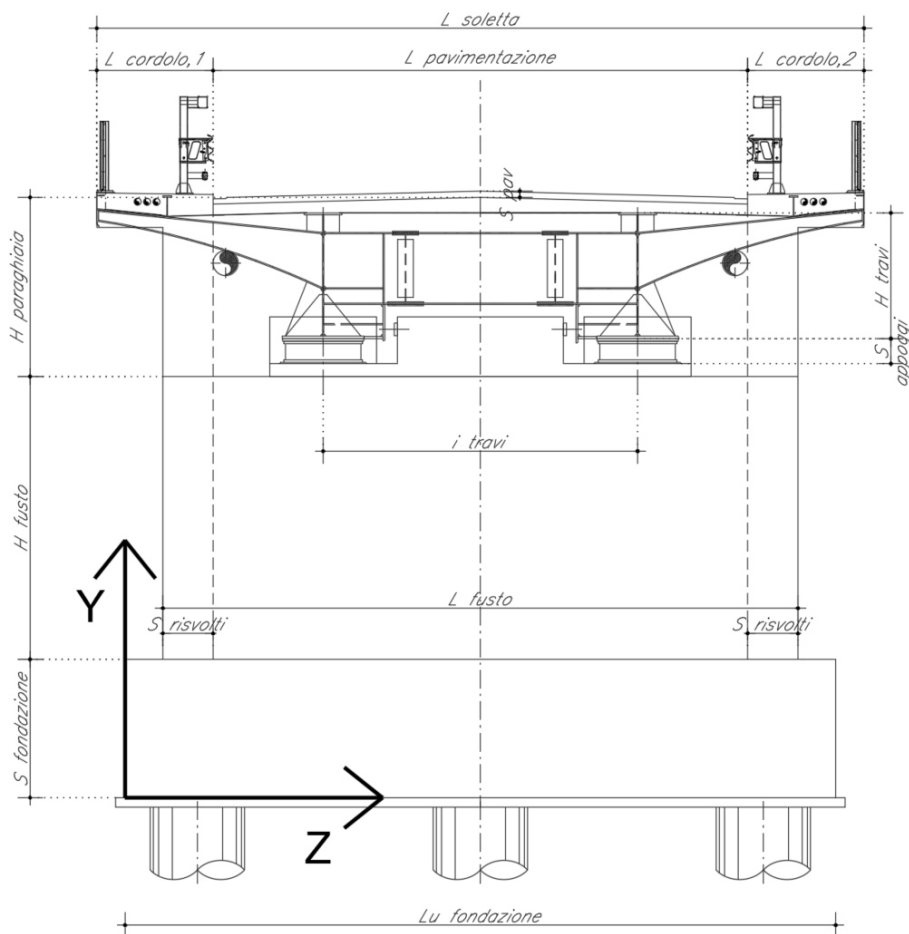
PROGETTAZIONE ATI:

8. ANALISI - SPALLA B

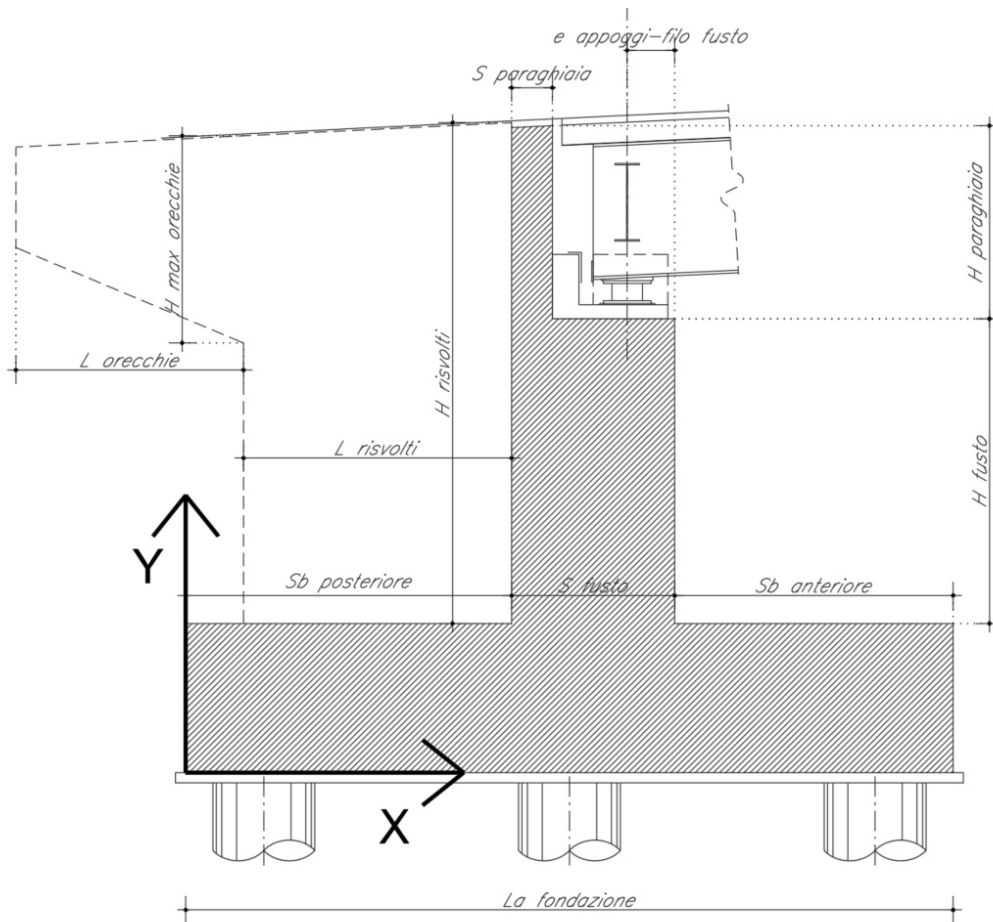
Nel presente paragrafo si riporta l'analisi globale della spalla in oggetto. Per la geometria e le caratteristiche dimensionali si fa riferimento alle figure riportate in premessa. Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di riferimento.

8.1. SISTEMA DI RIFERIMENTO

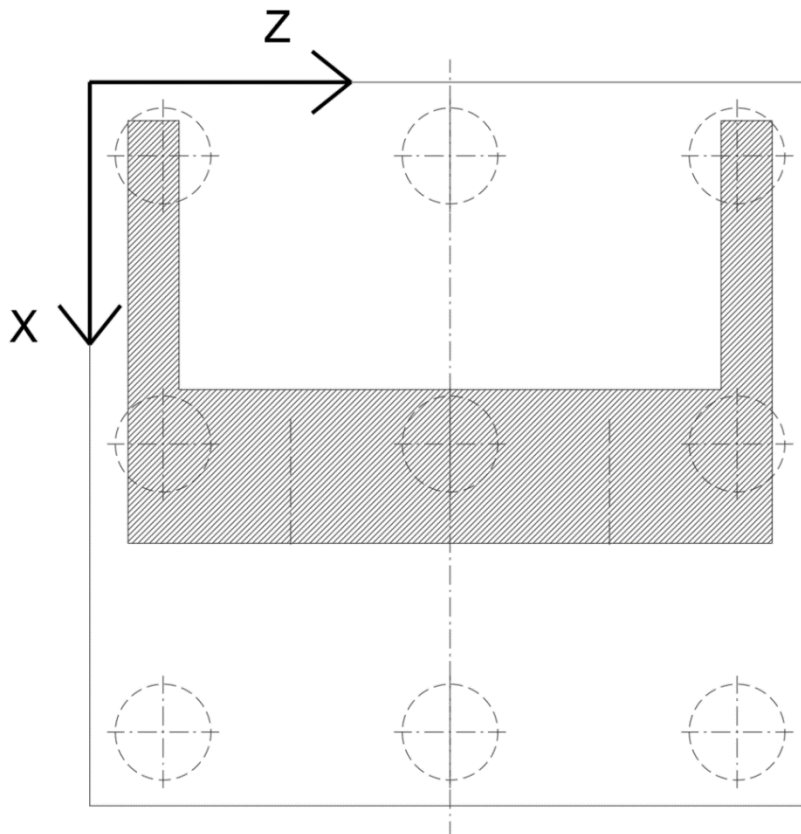
Nell'immagine riportata di seguito viene rappresentato il sistema di riferimento impiegato per svolgere l'analisi.



PROGETTAZIONE ATI:



PROGETTAZIONE ATI:



PROGETTAZIONE ATI:

8.2. DATI DI INPUT

8.2.1. GEOMETRIA DELL'IMPALCATO

Si riportano di seguito i principali dati geometrici dell'impalcato necessari per l'analisi della spalla. La simbologia adottata fa riferimento ai parametri indicati nelle figure precedenti.

Dati relativi all'impalcato

Numero travi	n° travi	3,00
Lunghezza impalcato (m)	L _{impalcato}	56,00
Interasse travi (m)	i _{travi}	3,50
Altezza travi in corrispondenza dell'appoggio (m)	H _{travi}	1,80
Interasse appoggi (m)	i _{appoggi}	56,00
Lunghezza di afferenza alla spalla (m)	L _{afferenza(spalla)}	28,00
Larghezza pavimentazione (m)	L _{pavimentazione}	10,50
Spessore pavimentazione (m)	S _{pavimentazione}	0,10
Larghezza soletta (m)	L _{soletta}	12,00
Larghezza carreggiata (m)	L _{carreggiata}	10,50
Spessore medio soletta (m)	S _{soletta}	0,25
Larghezza cordolo n° 1 -a maggior z- (m)	L _{cordolo,1}	0.75
Larghezza cordolo n° 2 -a minor z- (m)	L _{cordolo,2}	0.75
Altezza max cordoli (m)	H _{max,cordoli}	0.15
Altezza media cordoli (m)	H _{media,cordoli}	0.15

Dati relativi agli appoggi ed alla curvatura impalcato

Spessore apparecchi di appoggio della spalla (m)	S _{appoggi}	0.33
Posizione asse appoggi rispetto a filo valle fusto (m)	e _{appoggi-filo fusto}	0.70
Eccentricità asse impalcato-asse appoggi travi (m)	e _{impalcato-appoggi}	0.00
Raggio di curvatura -zero se rettilineo- (m)	R _{curvatura}	1280
Azione d'attrito sugli appoggi in % sui carichi permanenti	a%	0.00

PROGETTAZIONE ATI:

8.2.2. GEOMETRIA DELLA SPALLA

Si riportano di seguito i principali dati geometrici necessari per il calcolo delle azioni globali relative alla spalla. La simbologia adottata fa riferimento ai parametri indicati nelle figure precedenti.

Dati relativi alla spalla

Altezza fusto spalla (m)	H _{fusto}	2,50
Spessore fusto spalla (m)	S _{fusto}	2,40
Lunghezza fusto spalla (m)	L _{fusto}	12,00
Eccentricità trasversale fusto rispetto alla platea (m)	e _{fusto-spalla}	0,00
Altezza media paraghiaia (m)	H _{paraghiaia}	2,90
Spessore paraghiaia (m)	S _{paraghiaia}	0,60
Altezza risvolti (m)	H _{risvolti}	5,40
Lunghezza risvolti (m)	L _{risvolti}	1,70
Spessore medio risvolti (m)	S _{risvolti}	0,75
Altezza massima orecchie (m)	H _{orecchie}	2,82
Lunghezza massima orecchie (m)	L _{orecchie}	3,30
Spessore medio orecchie (m)	S _{orecchie}	0,75

Dati relativi alla platea di fondazione

Lunghezza platea di fondazione (m)	Lu _{fondazione}	13,40
Larghezza platea di fondazione -lungo asse stradale- (m)	La _{fondazione}	6,80
Sbalzo anteriore (m)	Sb _{anteriore}	2,20
Sbalzo posteriore (m)	Sb _{posteriore}	2,20
Spessore platea (m)	S _{fondazione}	1,50

Dati relativi alla palificata di fondazione

Numero di pali	n° pali	45
Diametro pali (m)	D pali	0.45

PROGETTAZIONE ATI:

8.3. AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO

Le azioni descritte nella 'Relazione di calcolo apparecchi di appoggio e giunti di dilatazione' e trasmesse alla spalla in esame sono riportate di seguito.

8.3.1. CARICHI PERMANENTI

Si riporta di seguito l'analisi dei carichi permanenti unitari riferiti all'impalcato.

	Peso unitario [kN/m ³] [kN/m ²] [kN/m]	Larghezza [m]	Spessore [m]	Numero [-]	Carico lineare [kN/m]
Peso struttura in acciaio	4.00	12.00			= 48.00
Peso soletta	25.00	12.00	0.27		= 81.00
Totale strutturali					129.00
Pavimentazione	3.00	10.50			= 31.50
Barriere sicurezza e parapetto		1.50		2	= 3.00
Totale Permanenti Portati					34.50
Totale					163.50

Le azioni permanenti trasmesse dall'impalcato allo spiccato del fusto e in corrispondenza dell'intradosso della fondazione sono le seguenti.

N/metro	164 kN/m	SPICCATO FUSTO
N	4.578 kN	
e _{trav, appoggio}	0,00 m	
M _{trav}	0,00 kNm	
e _{long, appoggio}	0,50 m	
M _{long}	2.289 kNm	

N/metro	164 kN/m	INTRADOSSO FONDAZIONE
N	4.578 kN	
e _{trav, appoggio}	0,00 m	
M _{trav}	0,00 kNm	
e _{long, appoggio}	0,50 m	
M _{long}	2.289 kNm	

PROGETTAZIONE ATI:

8.3.2. CARICHI ACCIDENTALI

Le colonne dei carichi mobili vengono disposte, a partire da quella di entità massima, in adiacenza al cordolo n° 1. Nella tabella seguente si riassumono le singole reazioni sulla spalla dovute ad ogni singola colonna di carico, e la reazione totale, riferite all'asse della carreggiata:

CARICHI VERTICALI DA TRAFFICO							
SCHEMA DI CARICO 1	Corsia 1		Corsia 2		Corsia 3		Rimanente
Larghezza corsia [m]	3,00		3,00		3,00		1,50
Q _{ik} [kN] afferente a spalla	300	300	200	200	100	100	
Ascissa Tandem [m]	10,00	8,00	7,00	5,00	4,00	2,00	
Rispetto a baricentro spiccato fusto:							
Momento trasv. da carico tandem [kNm]	1.425,00	825,00	350,00	-50,00	125,00	325,00	
Rispetto a baricentro palificata:							
Momento trasv. da carico tandem [kNm]	1.425,00	825,00	350,00	-50,00	125,00	325,00	
q _{ik} [kN/m ²]	9,00		2,50		2,50		2,50
q _{ik} [kN] afferente a spalla	756,00		210,00		210,00		105,00
Ascissa colonna di carico [m]	9,00		6,00		3,00		0,75
Rispetto a baricentro spiccato fusto:							
Momento trasv. da carico distr. [kNm]	2.835,00		157,50		-472,50		-472,50
Rispetto a baricentro palificata:							
Momento trasv. da carico distr. [kNm]	2.835,00		157,50		-472,50		-472,50

CARICHI VERTICALI DA FOLLA	
Q _{fk}	2,50 kN/m ²
Largh. pedonale 1	0,00 m
Largh. pedonale 2	0,00 m
Q _{fk,1}	0,00 kN/m
Q _{fk,2}	0,00 kN/m
F marciapiede 1	0 kN
F marciapiede 2	0 kN
Z _{folia,marciapiede 1}	-1,75 m
Z _{folia,marciapiede 2}	-1,75 m

PROGETTAZIONE ATI:

Le azioni dovute ai carichi mobili trasmesse dall'impalcato allo spiccato del fusto e in corrispondenza dell'intradosso della fondazione sono le seguenti.

CARICHI VERTICALI DA FOLLA E TRAFFICO		
N _{traffico}	2.481 kN	SPICCATO FUSTO
N _{folia}	0 kN	
N _{tot}	2.481 kN	
M _{trasv,traffico}	4.148 kNm	
M _{trasv,folia}	0 kNm	
M _{trasv,tot}	4.148 kNm	
M _{long,traffico}	1.241 kNm	
M _{long,folia}	0 kNm	
M _{long,tot}	1.241 kNm	
N _{traffico}	2.481 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
N _{folia}	0 kN	
N _{tot}	2.481 kN	
M _{trasv,traffico}	4.147 kNm	
M _{trasv,folia}	0 kNm	
M _{trasv,tot}	4.147 kNm	
M _{long,traffico}	1.241 kNm	
M _{long,folia}	0 kNm	
M _{long,tot}	1.241 kNm	

PROGETTAZIONE ATI:

8.3.3. AZIONE DI FRENAMENTO

Le azioni di frenamento trasmesse dall'impalcato allo spiccato del fusto e in corrispondenza dell'intradosso della fondazione sono le seguenti.

AZIONI DI ACCELERAZIONE E FRENATURA		
$T_{long,frenatura}$	255,60 kN	SPICCATO FUSTO
e_{vert}	3,34 m	
e_{trasv}	0,00 m	
$M_{long,frenatura}$	854 kNm	
$M_{torc,frenatura}$	0,00 kNm	
$T_{long,frenatura}$	255,60 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
e_{vert}	4,84 m	
e_{trasv}	0,00 m	
$M_{long,frenatura}$	1.237 kNm	
$M_{torc,frenatura}$	0,00 kNm	

8.3.4. AZIONE CENTRIFUGA

Le azioni dovute alla forza centrifuga trasmesse dall'impalcato allo spiccato del fusto e in corrispondenza dell'intradosso della fondazione sono le seguenti.

AZIONE CENTRIFUGA		
Raggio	1.280 m	SPICCATO FUSTO
$T_{trasv,centrifuga}$	38 kN	
e_{vert}	3,34 m	
e_{long}	0,50 m	
$M_{trasv,frenatura}$	125,25 kNm	
$M_{torc,frenatura}$	18,75 kNm	INTRADOSSO FONDAZIONE
$T_{trasv,centrifuga}$	37,50 kN	
e_{vert}	4,84 m	
e_{long}	0,50 m	
$M_{trasv,frenatura}$	181,50 kNm	
$M_{torc,frenatura}$	18,75 kNm	

PROGETTAZIONE ATI:

8.3.5. VARIAZIONE TERMICA

Variatione termica uniforme di progetto 30.000 °C
 Fattore moltiplicativo k appoggi per bassi spostamenti 2.00

T _{long}	91 kN	SPICCATO FUSTO
e _{vert}	3,34 m	
e _{trasv}	0,00	
M _{long}	305 kNm	
M _{torc}	0,00 kNm	

T _{long}	91 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
e _{vert}	4,84 m	
e _{trasv}	0,00	
M _{long}	442 kNm	
M _{torc}	0,00 kNm	

PROGETTAZIONE ATI:

8.3.6. AZIONE DEL VENTO

Pressione vento	2,00 kPa
L 1° campata	56,00 m
% afferenza carico vento alla spalla	50,00 %
H impalcato	3,60 m
H barriera	1,50 m

T _{trav}	286 kN	SPICCATO FUSTO
e _{vert}	3,3 m	
e _{long}	0,5 m	
M _{trav}	1.682 kNm	
M _{torc}	143 kNm	

T _{trav}	286 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
e _{vert}	4,8 m	
e _{long}	0,5 m	
M _{trav}	2.111 kNm	
M _{torc}	-143 kNm	

PROGETTAZIONE ATI:

8.3.7. AZIONE SISMICA

Di seguito si riportano i parametri assunti alla base del calcolo dell'azione sismica.

Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)	
Probabilità di superamento	10.00 %
T_R	949 anni
a_g	0,2500 g
a_{gv}	0,1500 g
F_0	2,5110
F_v	1,6100
T_{c^*}	0,3200 s
Categoria suolo	E
Categoria topografica	T2
S_t	1,2000
S_s	1,3095
S	1,571
C_c	1,8140
T_B	0,1935
T_c	0,5805
T_D	2,6000

Sulla spalla in oggetto il sistema di vincolamento trasmette le azioni sismiche longitudinali derivanti dall'impalcato calcolate di seguito.

Lunghezza totale ponte	56,00 m
Luce campata adiacente spalla fissa	56,00 m
$m_{\text{IMPALCATO TOTALE}}$	933.333,33 kg
$m_{\text{IMPALCATO AFFERENTE A SPALLA FISSA}}$	466.666,67 kg
% attrito	100,00 %
F SISMICA LONG	3.596,87 kN
% sisma in y (long.)	100,00 %
% sisma in x (trasv.)	30,00 %
% sisma in verticale	30,00 %

PROGETTAZIONE ATI:

Le azioni dovute al sisma trasmesse dall'impalcato allo spiccato del fusto e in corrispondenza dell'intradosso della fondazione sono le seguenti.

N	663,35 kN	SPICCATO FUSTO
T _{long}	951,30 kN	
T _{trasm}	285,39 kN	
e _{vert}	3,34 m	
e _{trasm}	0,00 m	
e _{long}	0,50 m	
M _{trasm}	1.466,90 kNm	
M _{torc}	142,70 kNm	
M _{long}	3.509,02 kNm	

N	663,35 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
T _{long}	951,30 kN	
T _{trasm}	285,39 kN	
e _{vert}	4,84 m	
e _{trasm}	0,00 m	
e _x	0,50 m	
M _{trasm}	1.894,99 kNm	
M _{torc}	142,69 kNm	
M _{long}	4.935,97 kNm	

PROGETTAZIONE ATI:

8.4. AZIONI RELATIVE ALLA SPALLA

8.4.1. PESO PROPRIO

Elemento strutturale	N (kN)	x _G (m)	y _G (m)
Paragliaia	522	2,50	5,45
Muri d'ala	344	1,35	4,20
Orecchie	217	-0,82	6,16
Fusto	1.800	3,40	2,75
Plinto	3.417	3,40	0,75

Le azioni dovute ai pesi propri degli elementi della spalla, allo spiccato del fusto e in corrispondenza dell'intradosso della fondazione, sono le seguenti.

g	25,00 kN/m ³	SPICCATO FUSTO
N	2.322 kN	
M _{long}	-470 kNm	
g	25,00 kN/m ³	INTRADOSSO FONDAZIONE
N	6.300 kN	
M _{long}	-2.089 kNm	
M _{trav}	0 kNm	

PROGETTAZIONE ATI:

8.4.2. FORZE INERZIALI DEGLI ELEMENTI DELLA SPALLA

	Rispetto base fusto	Rispetto intradosso fondazione	
N	522,00	522,00 kN	PARAGHIAIA
Massa paraghiaia	53.211,01	53.211,01 kg	
T _{long}	205,06	205,06 kN	
e _{vert,paraghiaia}	3,95	5,45 m	
M _{long,paraghiaia}	810,00	1.117,60 kNm	
T _{trav}	61,52	61,52 kN	
M _{trav}	243,00	335,28 kNm	

N		344,25 kN	MURI D'ALA
Massa muri d'ala		35.091,74 kg	
T _{long}		135,24 kN	
e _{vert,muri d'ala}		4,20 m	
M _{long,muri d'ala}		567,99 kNm	
T _{trav}		40,57 kN	
M _{trav}		170,40 kNm	

N	1.800,00	1.800,00 kN	FUSTO
Massa fusto	183.486,24	183.486,24 kg	
T _{long}	707,12	707,12 kN	
e _{vert,fusto}	1,25	2,75 m	
M _{long,fusto}	883,90	1.944,57 kNm	
T _{trav}	212,13	212,13 kN	
M _{trav}	265,17	583,37 kNm	

N		3.417,00 kN	PLINTO
Massa plinto		348.318,04 kg	
T _{long}		1.342,34 kN	
e _{vert,plinto}		0,75 m	
M _{long,plinto}		1.006,76 kNm	
T _{trav}		402,70 kN	
M _{trav}		302,03 kNm	

PROGETTAZIONE ATI:

Massa totale	236.697,25 kg	SPICCATO FUSTO
N _{sismica}	125,39 kN	
T _{long}	912,18 kN	
M _{long,plinto}	1.668,53 kNm	
T _{trasv}	273,65 kN	
M _{trasv}	508,17 kNm	
Massa totale	620.107,03 kg	INTRADOSSO FONDAZIONE
N _{sismica}	328,50 kN	
T _{long}	2.389,76 kN	
M _{long,plinto}	4.573,44 kNm	
T _{trasv}	716,93 kN	
M _{trasv}	1.391,07 kNm	

PROGETTAZIONE ATI:

8.4.3. SPINTA DELLE TERRE

8.4.3.1. Spinta statica del terreno di monte

SPINTA RIPOSO TERRENO DI MONTE

ϕ_k [°]	ϕ_k [rad]	$\text{tg}(\phi_k)$
35,00	0,61	0,70

M1	
K_0	0,43
g	19,00 kN/m ³
$H_{\text{MEDIA PARAGHIAIA}}$	2,90 m
H_{FUSTO}	2,50 m
H_{PLINTO}	1,50 m
$H_{\text{media(spalla)}}$	6,90 m
$B_{\text{terreno imbarcato}}$	2,20 m
q	0,00 °
$X_{G,\text{terreno imbarcato(MONTE)}}$	1,10 m
$X_{G,\text{terreno imbarcato(VALLE)}}$	5,70 m
$X_{G,\text{PALIFICATA}}$	3,40 m
Paraghiaia	
$L_{\text{PARAGHIAIA}}$	12,00 m
$H_{\text{PARAGHIAIA}}$	2,90 m
$S_{\text{PARAGHIAIA}}$	409 kN
$Y_{S,\text{PARAGHIAIA}}$	4,97 m
Fusto	
L_{FUSTO}	12,00 m
H_{FUSTO}	2,50 m
S_{FUSTO}	1.009 kN
$Y_{S,\text{FUSTO}}$	2,62 m
Plinto	
L_{PLINTO}	13,40 m
H_{PLINTO}	1,50 m
S_{PLINTO}	1.002 kN
$Y_{S,\text{PLINTO}}$	0,72 m

PROGETTAZIONE ATI:

T _{long,spinta}	1.418 kN	SPICCATO FUSTO
M _{long,spinta}	2.552 kNm	
N _{terreno imbarcato}	0 kN	
M _{long,terreno imbarcato}	0 kNm	
N _{tot}	0 kN	
M _{long,tot}	2.552 kNm	
T _{long,spinta}	2.419 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
M _{long,spinta}	5.398 kNm	
N _{terreno imbarcato}	2.931 kN	
M _{long,terreno imbarcato}	-5.968 kNm	
N _{tot}	2.931 kN	
M _{long,tot}	-570 kNm	

PROGETTAZIONE ATI:

SPINTA ATTIVA TERRENO DI MONTE

ϕ_k [°]	ϕ_k [rad]	$\text{tg}(\phi_k)$
35,00	0,61	0,70

M1	
K_a	0,27
g	19,00 kN/m ³
$H_{\text{MEDIA PARAGHIAIA}}$	2,90 m
H_{FUSTO}	2,50 m
H_{PLINTO}	1,50 m
$H_{\text{media(spalla)}}$	6,90 m
$B_{\text{terreno imbarcato}}$	2,20 m
q	0,00 °
$X_{G,\text{terreno imbarcato}}$	1,10 m
$X_{G,\text{terreno imbarcato(VALLE)}}$	5,70 m
$X_{G,\text{PALIFICATA}}$	3,40 m
Paraghiaia	
$L_{\text{PARAGHIAIA}}$	12,00 m
$H_{\text{PARAGHIAIA}}$	2,90 m
$S_{\text{PARAGHIAIA}}$	260 kN
$Y_{S,\text{PARAGHIAIA}}$	4,97 m
Fusto	
L_{FUSTO}	12,00 m
H_{FUSTO}	2,50 m
S_{FUSTO}	641 kN
$Y_{S,\text{FUSTO}}$	2,62 m
Plinto	
L_{PLINTO}	13,40 m
H_{PLINTO}	1,50 m
S_{PLINTO}	636 kN
$Y_{S,\text{PLINTO}}$	0,72 m

PROGETTAZIONE ATI:

T _{long,spinta}	901 kN	SPICCATO FUSTO
M _{long,spinta}	1.622 kNm	
N _{terreno imbarcato}	0 kN	
M _{long,terreno imbarcato}	0 kNm	
N _{tot}	0 kN	
T _{long,tot}	901 kN	
M _{long,tot}	1.622 kNm	INTRADOSSO FONDAZIONE
T _{long,spinta}	1.537 kN	
M _{long,spinta}	3.431 kNm	
N _{terreno imbarcato}	2.931 kN	
M _{long,terreno imbarcato}	-5.968 kNm	
N _{tot}	2.931 kN	
T _{long,tot}	1.537 kN	
M _{long,tot}	-2.538 kNm	

PROGETTAZIONE ATI:

8.4.3.2. Traffico a tergo spalla

M1	
K0	0,43
q TRAFFICO	30,00 kN/m ²
H SPALLA	6,90 m
B PLINTO	6,80 m
H PLINTO	1,50 m
B TERRENO IMBARCATO	2,20 m
L PARAGHIAIA	12,00 m
X G.PALIFICATA	3,40 m

N	0 kN	SPICCATO FUSTO
T _{long}	829 kN	
M _{long}	2.238 kNm	

N	792 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
T _{long}	1.059 kN	
M _{long}	1.833 kNm	

PROGETTAZIONE ATI:

8.4.3.3. Sovrappinta sismica del terreno di monte

$\phi\kappa$ [°]	$\phi\kappa$ [rad]	$\text{tg}(\phi\kappa)$
35,00	0,61	0,70

M1	
$H_{\text{media(spalla)}}$	6,90 m
g	19,00 kN/m ³
K_a	0,27
k_h	0,39
k_v	0,20
q	18,18 °
α	90,00 °
β	0,00 °
δ	0,00 °
$K_{a,e}$	0,50
S_e	273,17 kN/m
S_a	122,57 kN/m
DS	150,60 kN/m
$q_{\Delta\Sigma}$	21,83 kN/m/m
Paraghiaia	
$L_{\text{PARAGHIAIA}}$	12,00 m
$H_{\text{PARAGHIAIA}}$	2,90 m
$\Delta\Sigma_{e,PARAGHIAIA}$	760 kN
$y_{Se,PARAGHIAIA}$	5,45 m
$M_{\text{long,PARAGHIAIA}}$	4.140 kNm
Fusto	
L_{FUSTO}	12,00 m
H_{FUSTO}	2,50 kN
$\Delta\Sigma_{e,FUSTO}$	655 kN
$y_{Se,FUSTO}$	2,75 m
$M_{\text{long,FUSTO}}$	1.801 kNm
Plinto	
L_{PLINTO}	13,40 m
H_{PLINTO}	1,50 m
$\Delta\Sigma_{e,PLINTO}$	439 kN
$y_{Se,PLINTO}$	0,75 m
$M_{\text{long,PLINTO}}$	329 kNm

PROGETTAZIONE ATI:

T _{long,spinta}	1.414 kN	SPICCATO FUSTO
M _{long,spinta}	3.819 kNm	
T _{long,spinta}	1.853 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
M _{long,spinta}	6.269 kNm	

8.4.3.4. Forse inerziali del terreno imbarcato

Massa terreno imbarcato	249.440,37 kg	SPICCATO FUSTO
T _{long,SISMICA}	961,29 kN	
Y _G	2,70 m	
M _{long,SISMICA}	2.595,48 kNm	
T _{trav,SISMICA}	288,39 kN	
M _{trav,SISMICA}	778,64 kNm	
N _{SISMICA}	0,00 kN	
X _G	-2,30 m	
M _{long,SISMICA}	0,00 kNm	
Massa terreno imbarcato	298.782,26 kg	INTRAD. FONDAZIONE
T _{long,SISMICA}	1.151,44 kN	
Y _{G,terreno imbarcato MONTE}	4,20 m	
Y _{G,terreno imbarcato VALLE}	1,65 m	
M _{long,SISMICA}	4.667,73 kNm	
T _{trav,SISMICA}	345,43 kN	
M _{trav,SISMICA}	1.450,82 kNm	
N _{SISMICA}	158,28 kN	
X _G	-2,30 m	
M _{long,SISMICA}	-364,04 kNm	

PROGETTAZIONE ATI:

8.5. SOLLECITAZIONI A SPICCATO FUSTO

8.5.1. AZIONI ELEMENTARI

SOLLECITAZIONI SPICCATO FUSTO						
	N [kN]	T long [kN]	M long [kNm]	T trasv [kN]	M trasv [kNm]	M torc [kNm]
Pesi propri + portati impalcato	4.578	-	2.289	-	0	-
Inerzia sismica impalcato	663	951	3.509	285	1.467	143
Traffico impalcato	2.481	-	1.241	-	4.148	-
Frenatura e centrifuga	-	256	854	38	125	19
DT	-	91	305	-	-	0
Attrito	-	0	0	-	-	0
Vento	-	-	-	286	1.682	143
P.P. spalla	2.322	-	-470	-	-	-
Inerzia sismica spalla	125	912	1.669	274	508	-
Terreno imbarcato	0	-	0	-	-	-
Spinta statica terre a riposo	-	1.418	2.552	-	-	-
Spinta statica terre attiva	-	901	1.622	-	-	-
Sovrappinta sismica terre	-	1.414	3.819	-	-	-
Inerzia sismica terreno imbarcato	0	961	2.595	288	779	-
Traffico tergo spalla	0	829	2.238	-	-	-

PROGETTAZIONE ATI:

8.5.2. SOLLECITAZIONI A SPICCATO FUSTO

Di seguito si riportano le sollecitazioni globali risultanti nella sezione di spiccato fusto.

COMBO SLU-A1											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
N [kN]	9.315	9.315	9.315	9.315	9.315	9.315	12.664	12.664	11.821	11.821	11.821
T long [kN]	2.023	1.979	3.099	3.099	2.427	2.471	1.979	2.427	3.099	2.324	2.772
M long [kNm]	6.267	6.120	9.142	9.142	7.329	7.475	7.795	9.003	10.395	8.526	9.734
T trasv [kN]	0	428	0	257	428	257	257	257	257	308	308
M trasv [kNm]	0	2.523	0	1.514	2.523	1.514	7.113	7.113	5.703	5.872	5.872
M torc [kNm]	0	214	0	129	214	129	129	129	129	154	154

COMBO SLE - RARE											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
N [kN]	6.900	6.900	6.900	6.900	6.900	6.900	9.381	9.381	8.761	8.761	8.761
T long [kN]	1.509	1.472	2.301	2.301	1.804	1.840	1.472	1.804	2.301	1.728	2.060
M long [kNm]	4.676	4.554	6.792	6.792	5.449	5.571	5.794	6.690	7.722	6.338	7.233
T trasv [kN]	0	286	0	171	286	171	171	171	171	209	209
M trasv [kNm]	0	1.682	0	1.009	1.682	1.009	5.157	5.157	4.120	4.245	4.245
M torc [kNm]	0	143	0	86	143	86	86	86	86	104	104

COMBO SLE - FREQUENTE				
	1	2	3	4
N [kN]	6.900	6.900	6.900	8.761
T long [kN]	1.472	1.795	1.463	1.463
M long [kNm]	4.554	5.419	4.523	5.454
T trasv [kN]	0	0	57	0
M trasv [kNm]	0	0	336	3.111
M torc [kNm]	0	0	29	0

COMBO SLE - QP	
	1
N [kN]	6.900
T long [kN]	1.463
M long [kNm]	4.523
T trasv [kN]	0
M trasv [kNm]	0
M torc [kNm]	0

PROGETTAZIONE ATI:

	COMBO SLV
	1
N [kN]	7.689
T long [kN]	5.186
M long [kNm]	15.185
T trasv [kN]	847
M trasv [kNm]	2.754
M torc [kNm]	143

PROGETTAZIONE ATI:

8.5.3. SOLLECITAZIONI OGGETTO DI VERIFICA

La verifica dell'elemento strutturale viene condotta facendo riferimento ad una sezione di larghezza unitaria. Le sollecitazioni a spiccato fusto riferite ad una larghezza unitaria pari a 1 m risultano pertanto:

		COMBO SLU-A1										
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
N [kN]		887	887	887	887	887	887	1.206	1.206	1.126	1.126	1.126
T long [kN]		193	189	295	295	231	235	189	231	295	221	264
M long [kNm]		597	583	871	871	698	712	742	857	990	812	927

		COMBO SLE - RARE										
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
N [kN]		657	657	657	657	657	657	893	893	834	834	834
T long [kN]		144	140	219	219	172	175	140	172	219	165	196
M long [kNm]		445	434	647	647	519	531	552	637	735	604	689

		COMBO SLE - FREQUENTE			
		1	2	3	4
N [kN]		657	657	657	834
T long [kN]		140	171	139	139
M long [kNm]		434	516	431	519

		COMBO SLE - QUASI PERMANENTE	
		1	
N [kN]		657	
T long [kN]		139	
M long [kNm]		431	

		COMBO SLV
		1
N [kN]		732
T long [kN]		494
M long [kNm]		1.446

PROGETTAZIONE ATI:

8.6. SOLLECITAZIONI SULLA PALIFICATA DI FONDAZIONE

8.6.1. AZIONI ELEMENTARI

Si riportano di seguito le caratteristiche di sollecitazione relative alla palificata, riferite agli assi baricentrici della platea.

SOLLECITAZIONI INTRADOSSO FONDAZIONE						
	N [kN]	T long [kN]	M long [kNm]	T trasv [kN]	M trasv [kNm]	M torc [kNm]
Pesi propri + portati impalcato	4.578	-	2.289	-	0	-
Inerzia sismica impalcato	663	951	4.936	285	1.895	143
Traffico impalcato	2.481	-	1.241	-	4.147	-
Frenatura e centrifuga	-	256	1.237	38	182	19
DT	-	91	442	-	-	0
Attrito	-	0	0	-	-	0
Vento	-	-	-	286	2.111	-143
P.P. spalla	6.300	-	-2.089	-	0	-
Inerzia sismica spalla	328	2.390	4.573	717	1.391	-
Terreno imbarcato	2.931	-	-5.968	-	-	-
Spinta statica terre a riposo	-	2.419	5.398	-	-	-
Spinta statica terre attiva	-	1.537	3.431	-	-	-
Sovrappinta sismica terre	-	1.853	6.269	-	-	-
Inerzia sismica terreno imbarcato	158	1.151	4.304	345	1.451	-
Traffico tergo spalla	792	1.059	1.833	-	-	-

PROGETTAZIONE ATI:

8.6.2. SOLLECITAZIONI SULLA PALIFICATA DI FONDAZIONE

Le sollecitazioni riportate nella tabella sottostante sono calcolate rispetto al baricentro della palificata.

COMBO SLU-A1											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
N [kN]	18.642	18.642	19.711	19.711	19.070	19.070	21.991	22.419	22.217	21.148	21.575
T long [kN]	3.375	3.331	4.761	4.761	3.903	3.947	3.331	3.903	4.761	3.677	4.249
M long [kNm]	30	-182	2.292	2.292	808	1.020	1.493	2.483	3.545	2.741	3.731
T trasv [kN]	0	428	0	257	428	257	257	257	257	308	308
M trasv [kNm]	0	3.166	0	1.900	3.166	1.900	7.499	7.499	6.089	6.334	6.334
M torc [kNm]	0	-214	0	-129	-214	-129	-129	-129	-129	-103	-103

COMBO SLE RARA											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
N [kN]	13.809	13.809	14.601	14.601	14.126	14.126	16.290	16.607	16.462	15.670	15.986
T long [kN]	2.510	2.474	3.533	3.533	2.898	2.934	2.474	2.898	3.533	2.729	3.153
M long [kNm]	72	-105	1.728	1.728	628	805	1.135	1.868	2.658	2.062	2.795
T trasv [kN]	0	286	0	171	286	171	171	171	171	209	209
M trasv [kNm]	0	2.111	0	1.266	2.111	1.266	5.414	5.414	4.377	4.558	4.558
M torc [kNm]	0	-143	0	-86	-143	-86	-86	-86	-86	-67	-67

COMBO SLE FREQUENTE				
	1	2	3	4
N [kN]	13.809	14.126	13.809	15.670
T long [kN]	2.474	2.888	2.465	2.465
M long [kNm]	-105	584	-149	781
T trasv [kN]	0	0	57	0
M trasv [kNm]	0	0	422	3.111
M torc [kNm]	0	0	-29	0

COMBO SLE - QP	
	1
N [kN]	13.809
T long [kN]	2.465
M long [kNm]	-149
T trasv [kN]	0
M trasv [kNm]	0
M torc [kNm]	0

PROGETTAZIONE ATI:

	COMBO SLV
	1
N [kN]	14.959
T long [kN]	7.929
M long [kNm]	17.965
T trasv [kN]	1.348
M trasv [kNm]	4.737
M torc [kNm]	143

PROGETTAZIONE ATI:

8.7. SOLLECITAZIONE SUI PALI DI FONDAZIONE

Le sollecitazioni in testa palo più gravose per le diverse combinazioni di carico risultano:

	Nmax [kN]	Nmin [kN]	Tmax [kN]	Mmax [kN]
SLU	690	286	107	111
SLE RARA	511	213	79	82
SLE FR	431	255	64	67
SLE QP	347	267	55	57
SLV	819	-154	180	187

PROGETTAZIONE ATI:

8.8. SOLLECITAZIONI SUL PARAGHIAIA

In considerazione dei rapporti dimensionali caratterizzanti la parte d'opera in oggetto, come funzionamento dimensionante è assunto lo schema statico di mensola verticale incastrata alla base sul fusto. Le sollecitazioni oggetto di verifica sono determinate con riferimento ad una sezione di larghezza unitaria.

H _{PARAGHIAIA}	3,1 m	Geometria
H _{SPALLA}	6,9 m	
B _{PARAGHIAIA}	0,6 m	
B _{PLINTO,MONTE}	2,2 m	
Y _{G,PARAGHIAIA}	1,55 m	
A (Area)	1,86 m ²	Inerzia sismica
N/metro	46,50 KN	
Massa	4740,06 Kg	
T _{long,sismica}	18,27 KN	
M _{long,sismica}	28,31 KNm	
k ₀	0,426	Spinta riposo terre
g	19 kN/m ³	
S _{PARAGHIAIA}	38,93 kN	
Y _{S,PARAGHIAIA}	1,03 m	
T _{long,riposo}	38,93 kN	
M _{long,riposo}	40,23 kNm	
k _a	0,271	Spinta attiva terre
g	19 kN/m ³	
S _{PARAGHIAIA}	24,74 kN	
Y _{S,PARAGHIAIA}	1,03 m	
T _{long,attiva}	24,74 kN	
M _{long,attiva}	25,56 kNm	
k _h	0,393	Sovrappinta sismica
k _v	0,196	
q	18,18 °	
α	90 °	
β	0 °	
δ	0 °	
K _{a,e}	0,505	

PROGETTAZIONE ATI:

OPERE D'ARTE MAGGIORI – VIADOTTO ROMITO – RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

S_e	273,17 kN	
S_a	122,57 kN	
DS	150,60 kN	
$q_{\Delta\Sigma}$	21,83 kN/m	
$\Delta\Sigma_{e,PARAGHIAIA}$	67,66 kN	
$y_{Se,PARAGHIAIA}$	1,55 m	
$T_{long,\Delta\Sigma\varepsilon}$	67,66 KN	
$M_{long,\Delta\Sigma\varepsilon}$	104,88 kNm	
Massa terreno imbarcato	13208,97 kg	Inerzia terreno imbarcato
$T_{long,terreno}$	50,90 kN	
y_G	1,55 m	
$M_{long,terreno}$	78,90 kNm	
$q_{traffico}$	30,00 kN/m ²	Traffico tergo spalla
$T_{long,traffico}$	39,66 kN	
y_G	1,55 m	
$M_{long,traffico}$	61,47 kNm	
$Q_{1k,v}$	300,0 KN	Carichi orizz. da traffico
$Q_{1k,h}$	180,0 KN	
$T_{long,frenatura}$	32,7 KN	
$M_{long,frenatura}$	101,5 kNm	

Riassumendo:

	N [kN]	T long [kN]	M long [kNm]
Peso Proprio paraghiaia	46,5	0,0	0,0
Inerzia sismica	0,0	18,3	28,3
Spinta riposo delle terre	0,0	38,9	40,2
Spinta attiva delle terre	0,0	24,7	25,6
Sovrappinta sismica delle terre	0,0	67,7	104,9
Inerzia sismica terreno imbarcato	0,0	50,9	78,9
Traffico tergo spalla	0,0	39,7	61,5
Frenatura	0,0	32,7	101,5

PROGETTAZIONE ATI:

Si riportano quindi le combinazioni maggiormente dimensionanti:

COMBO SLU-STR		
N [kN]	T long [kN]	M long [kNm]
63	121	228
63	106	137

COMBO SLV		
N [kN]	T long [kN]	M long [kNm]
47	162	238

COMBO RARA		
N [kN]	T long [kN]	M long [kNm]
47	88	168
47	79	104

COMBO FREQUENTE		
N [kN]	T long [kN]	M long [kNm]
47	55	66

COMBO QUASI PERMANENTE		
N [kN]	T long [kN]	M long [kNm]
47	39	40

PROGETTAZIONE ATI:

8.9. SOLLECITAZIONI SUI MURI DI RISVOLTO E SULLE ORECCHIE

Si riportano i diagrammi delle caratteristiche delle sollecitazioni di momento flettente e taglio, che permettono di sintetizzare l'ordine di grandezza delle principali caratteristiche della sollecitazione. Le analisi sono state condotte agli SLU, SLV e SLE, trascurando quelli eccezionali in quanto le azioni che entrano in gioco, per gli elementi della spalla in oggetto, risultano del tutto trascurabili in confronto a quelle delle combinazioni studiate

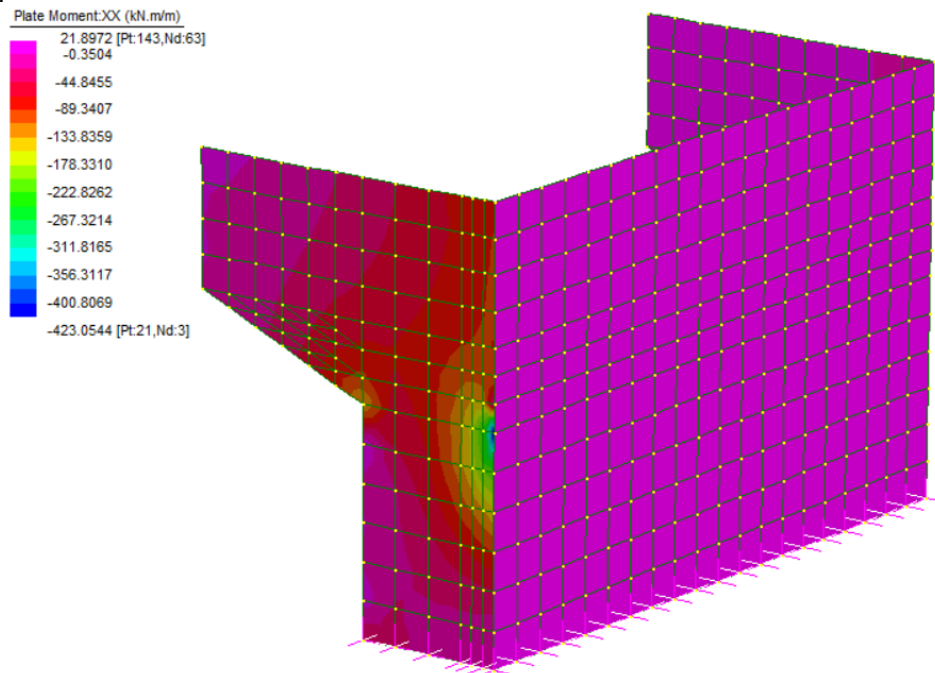


Figura 7 – Diagramma momento flettente piano orizzontale combinazione SLU

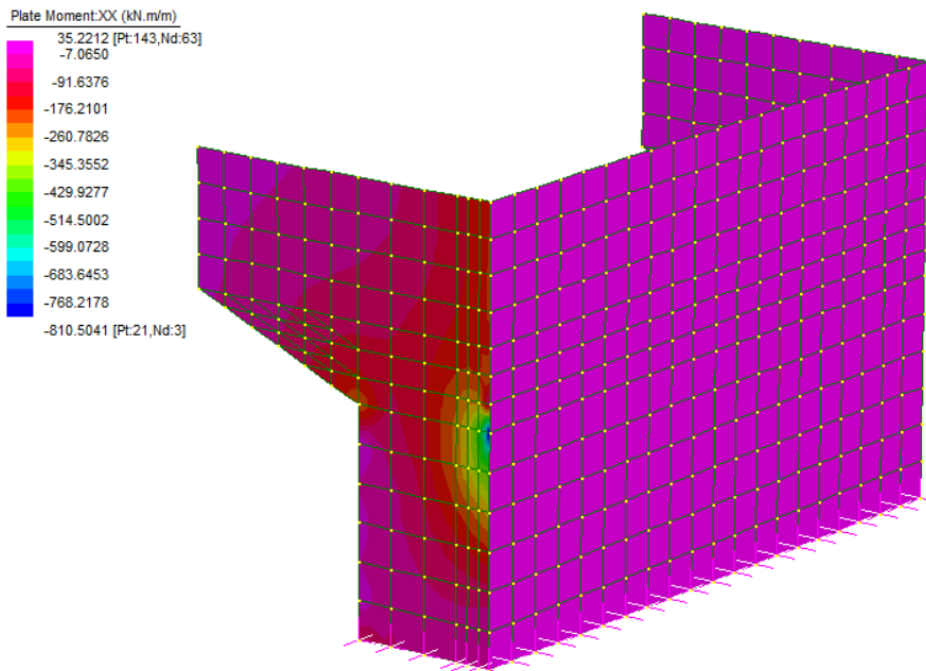


Figura 8 – Diagramma momento flettente piano orizzontale combinazione SLV

PROGETTAZIONE ATI:

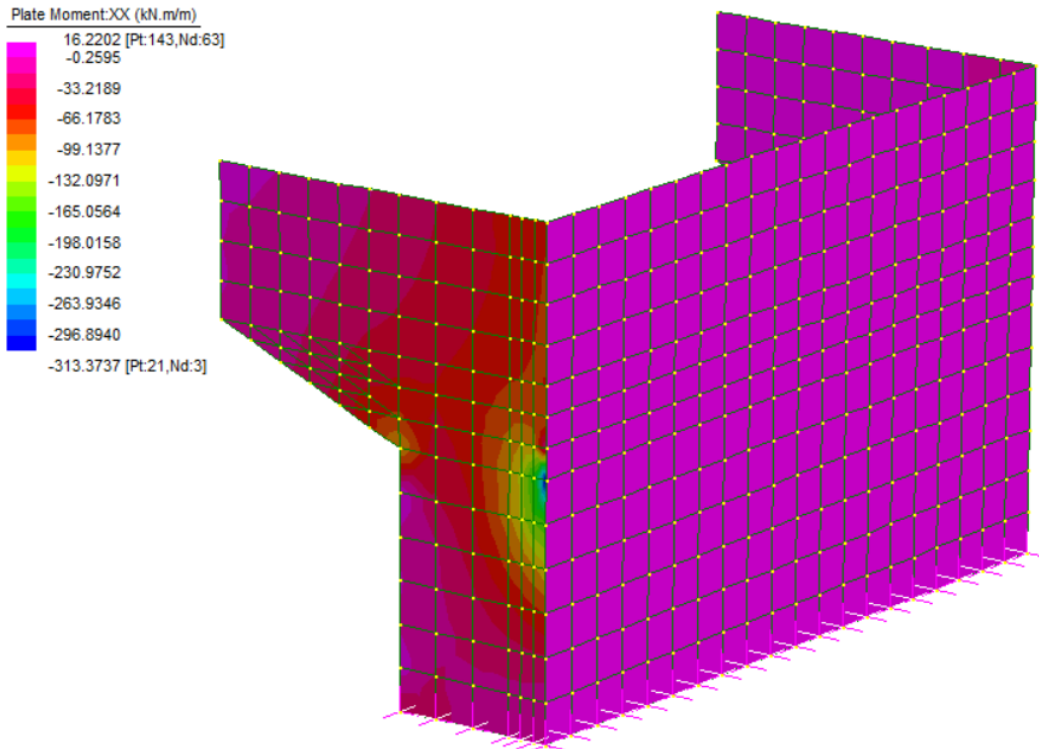


Figura 9 – Diagramma momento flettente piano orizzontale combinazione SLE Rare

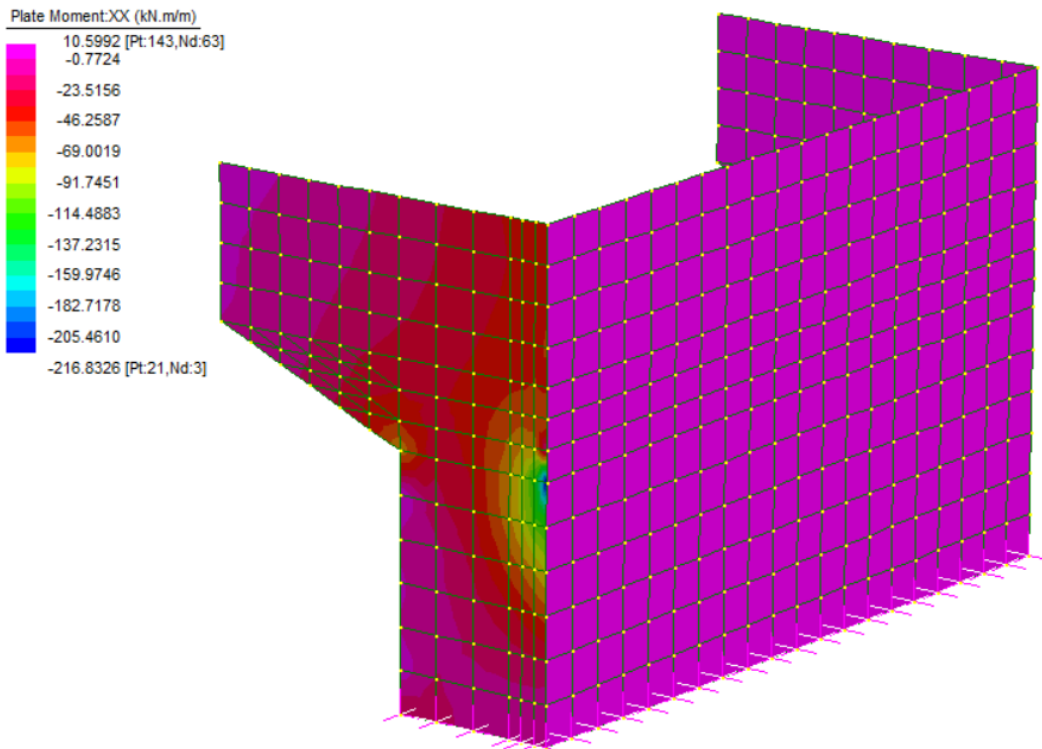


Figura 10 – Diagramma momento flettente piano orizzontale combinazione SLE Frequenti

PROGETTAZIONE ATI:

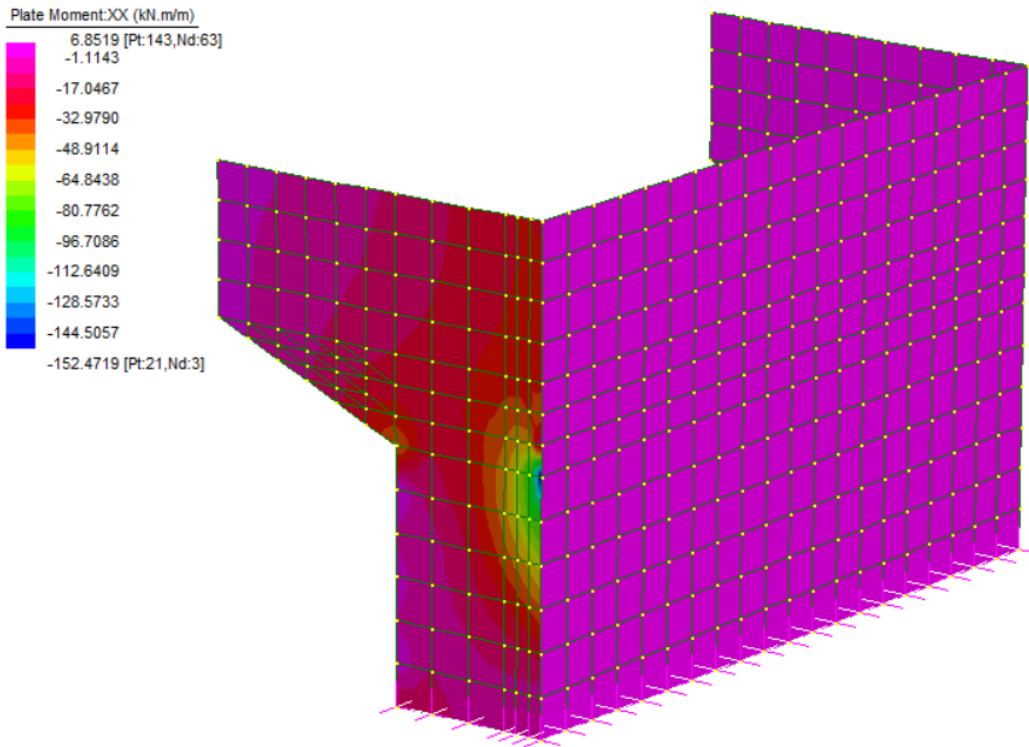


Figura 11 – Diagramma momento flettente piano orizzontale combinazione SLE Quasi Permanenti

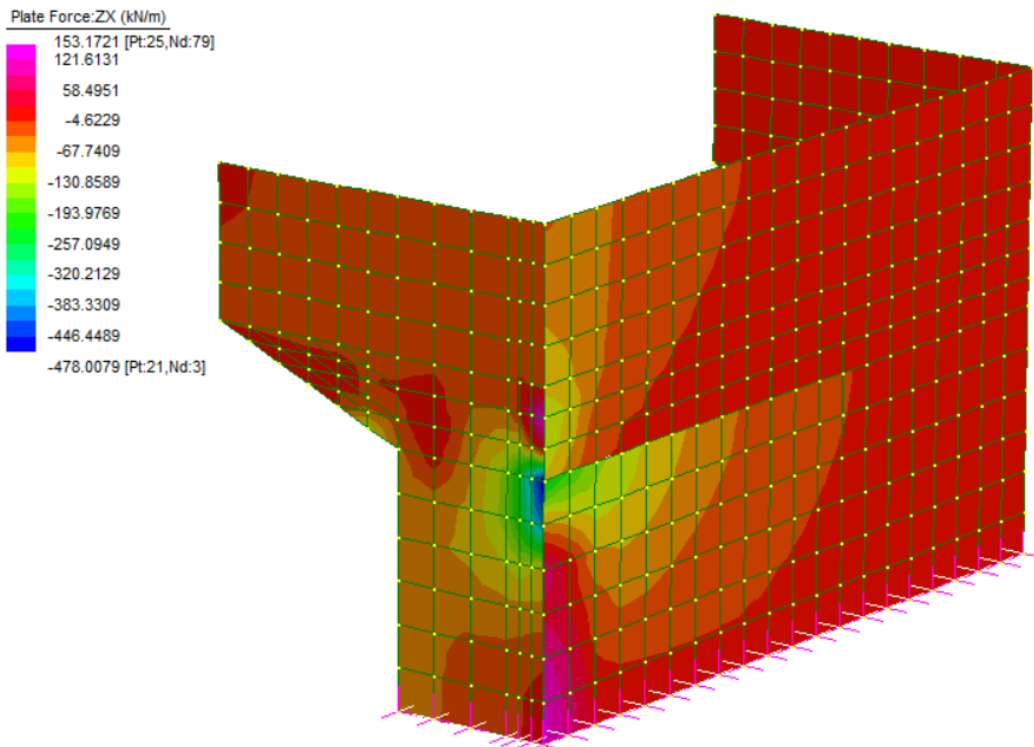


Figura 12 – Diagramma taglio piano orizzontale combinazione SLU

PROGETTAZIONE ATI:

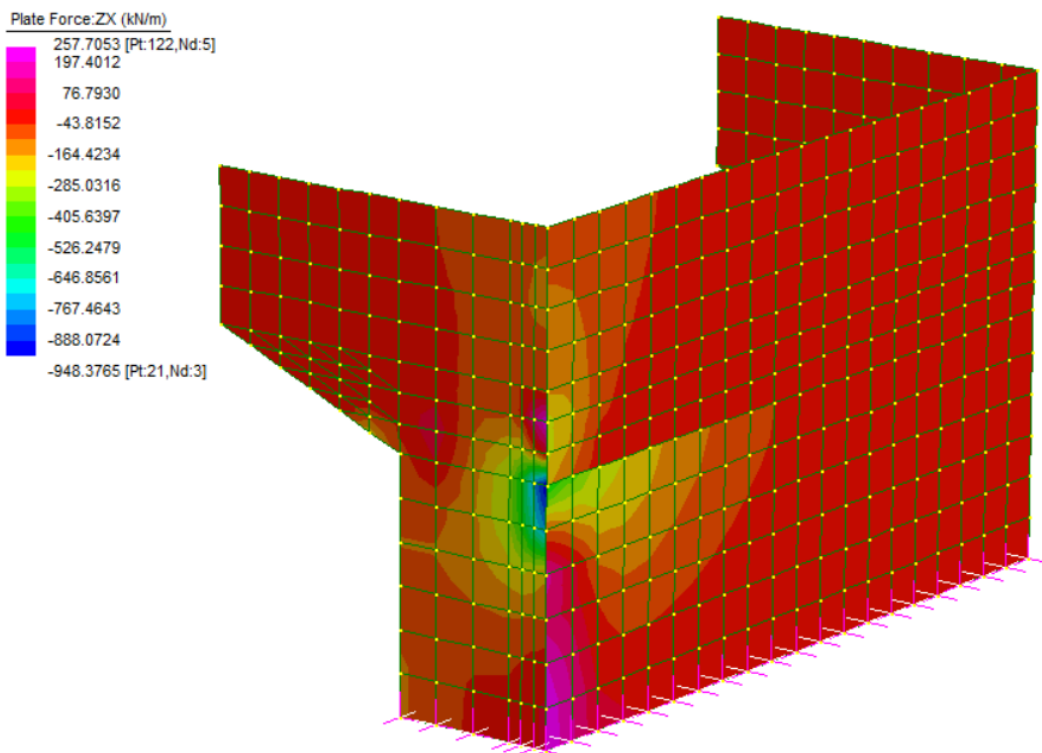


Figura 13 – Diagramma taglio piano orizzontale combinazione SLV

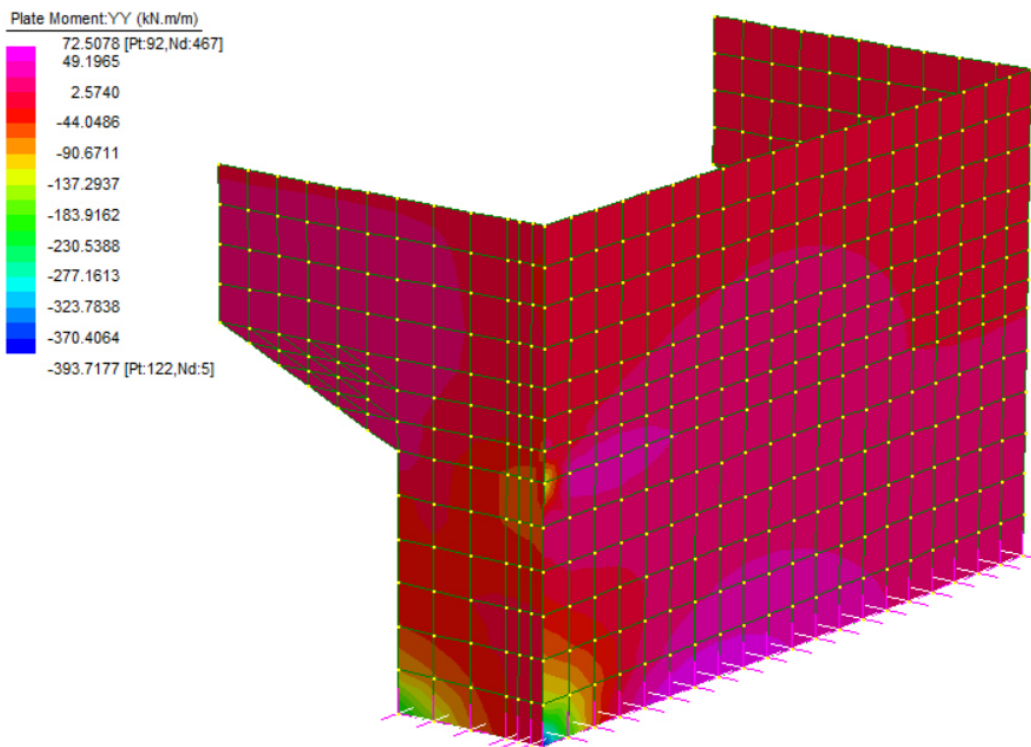


Figura 14 – Diagramma momento flettente piano verticale combinazione SLU

PROGETTAZIONE ATI:

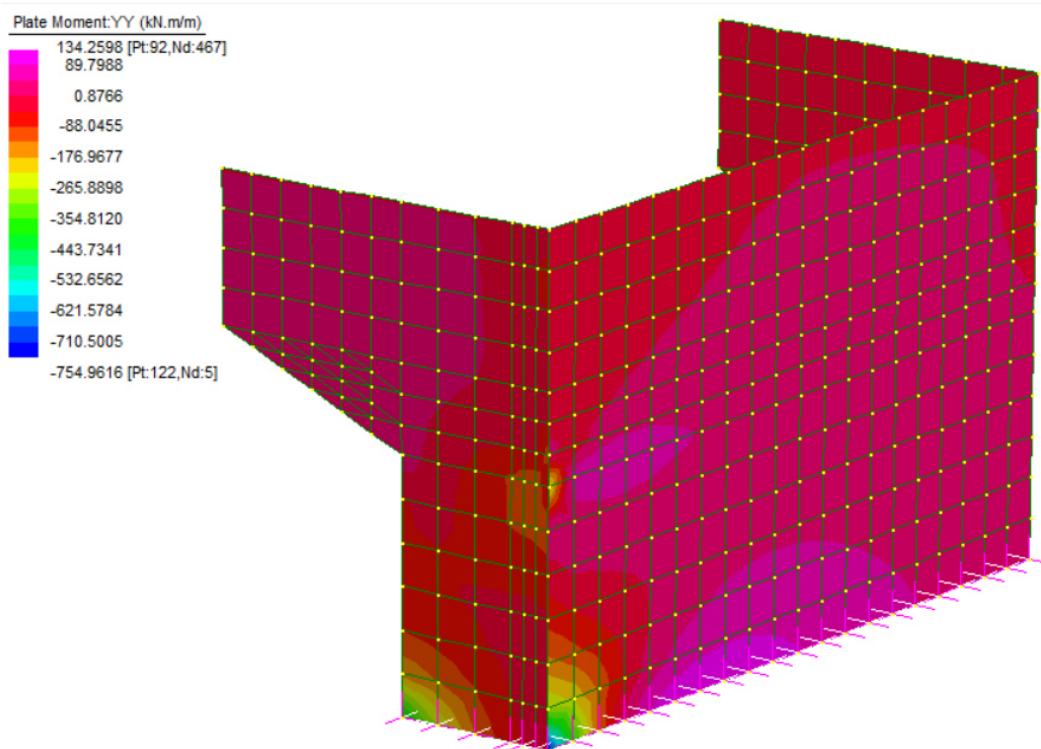


Figura 15 – Diagramma momento flettente piano verticale combinazione SLV

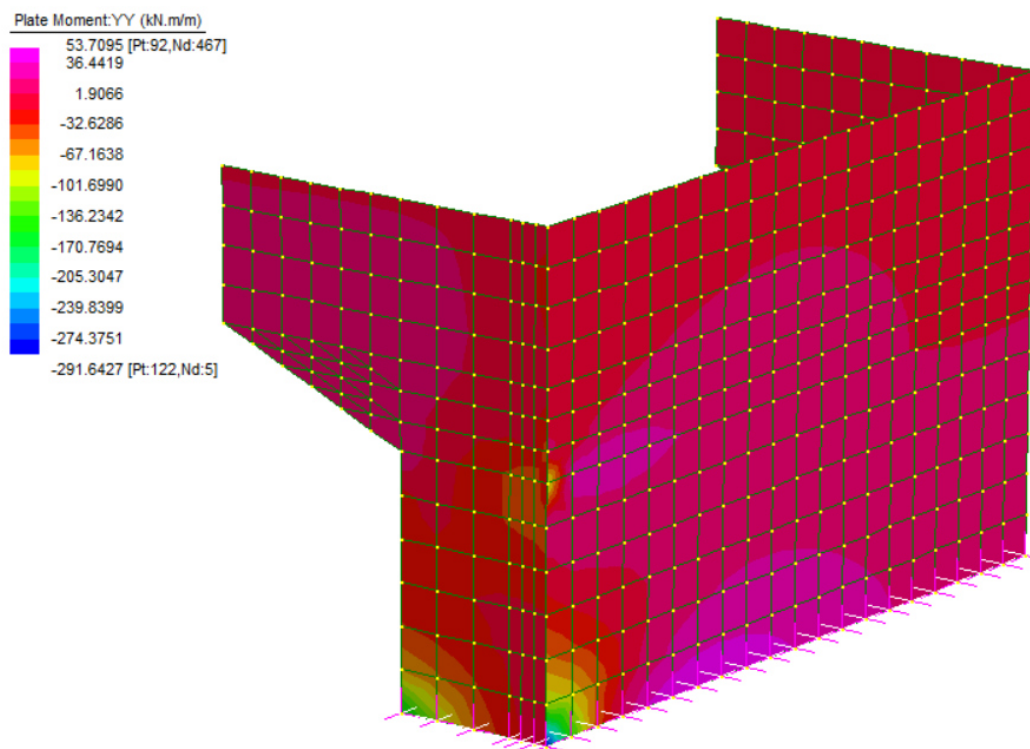


Figura 16 – Diagramma momento flettente piano verticale combinazione SLE Rare

PROGETTAZIONE ATI:

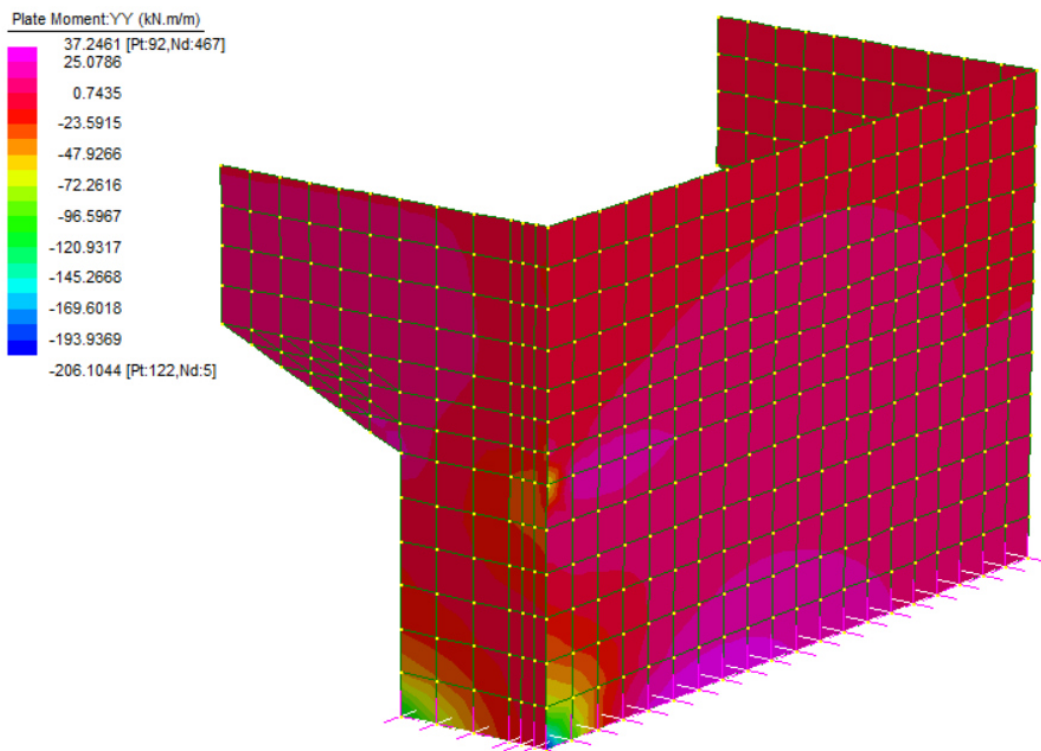


Figura 17 – Diagramma momento flettente piano verticale combinazione SLE Frequenti

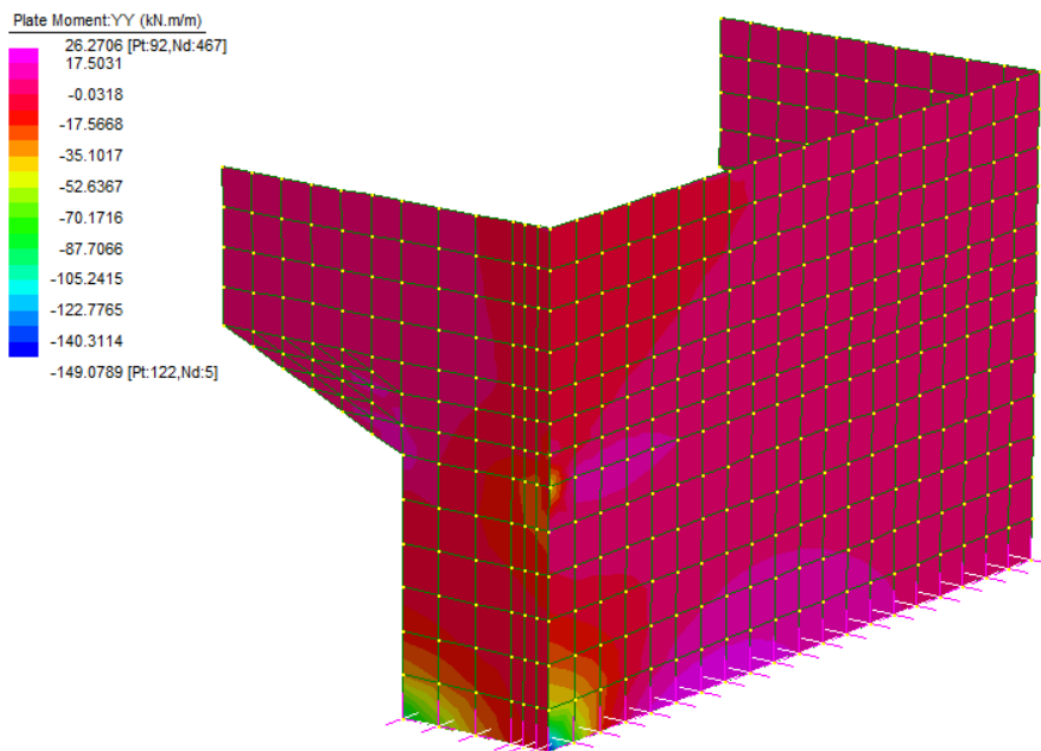


Figura 18 – Diagramma momento flettente piano verticale combinazione SLE Quasi Permanenti

PROGETTAZIONE ATI:

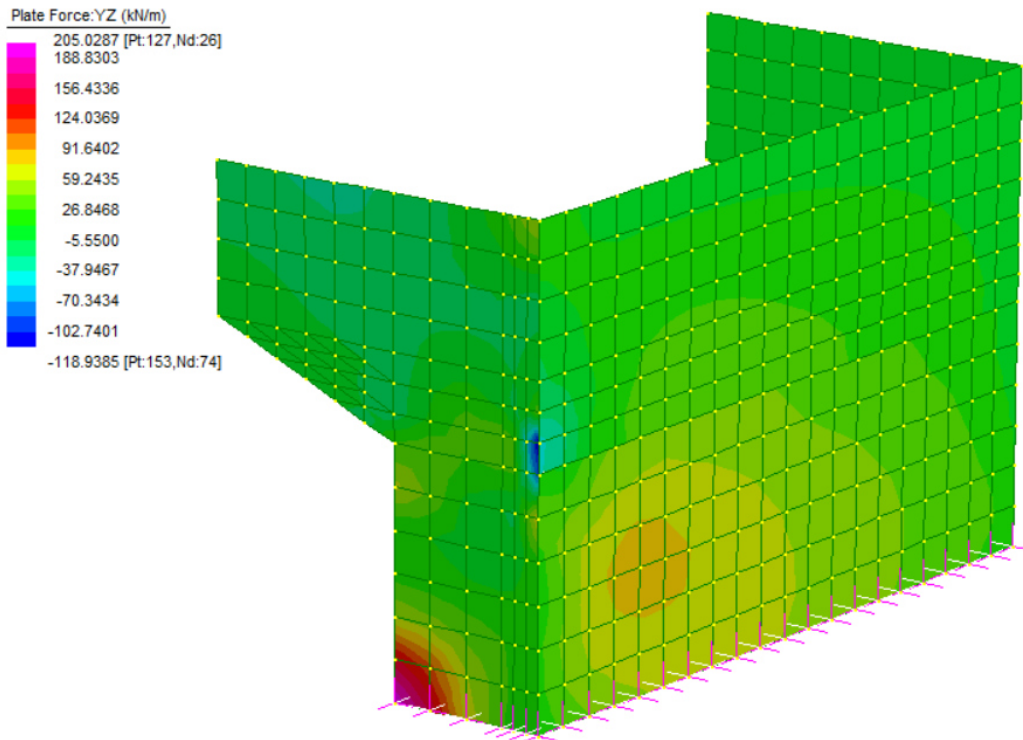


Figura 19 – Diagramma taglio piano verticale combinazione SLU

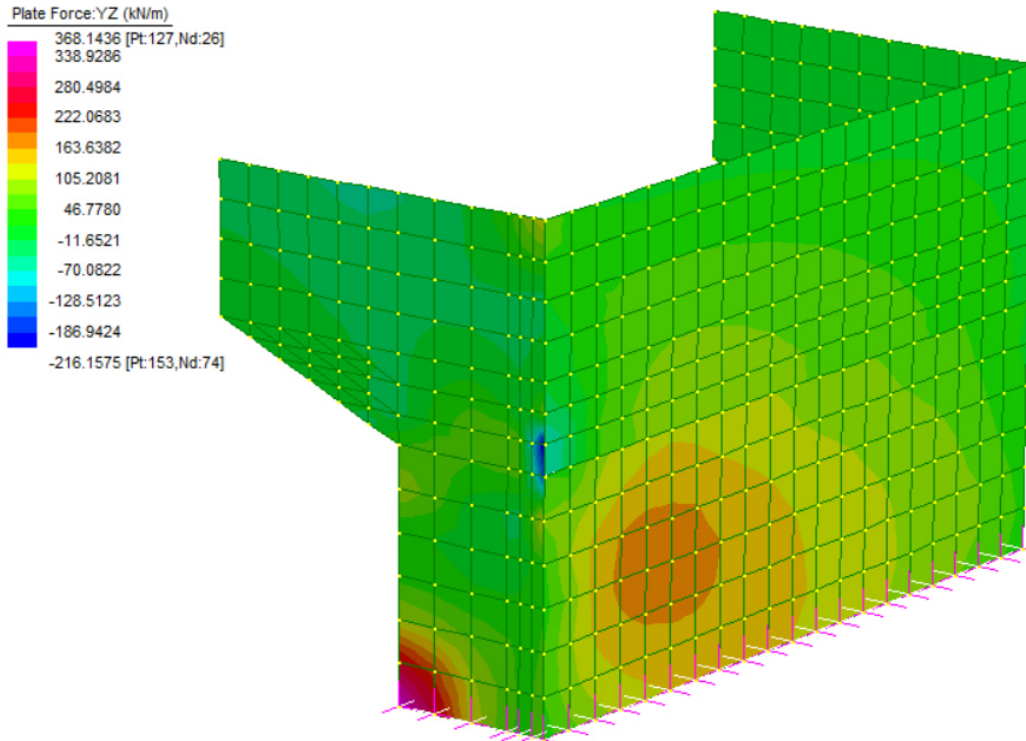


Figura 20 – Diagramma taglio piano verticale combinazione SLV

PROGETTAZIONE ATI:

Sulla base delle sollecitazioni elementari ottenute dalle analisi della struttura, combinando i risultati secondo quanto riportato nello specifico paragrafo, si ricava che le massime sollecitazioni su una sezione di lunghezza unitaria risultano:

ORECCHIE		
Combinazione di carico	V _{ZX} [kN]	M _{XX} [kNm]
SLU	89	105
SLV	140	160
SLE Rare	-	77
SLE Frequente	-	50
SLE Quasi Permanente	-	32

RISVOLTI				
Combinazione di carico	V _{ZX} [kN]	V _{YZ} [kN]	M _{XX} [kNm]	M _{YY} [kNm]
SLU	288	147	191	148
SLV	568	263	360	271
SLE Rare	-	-	142	109
SLE Frequente	-	-	100	82
SLE Quasi Permanente	-	-	72	64

PROGETTAZIONE ATI:

8.10. SOLLECITAZIONI SULLA PLATEA DI FONDAZIONE

La mensola frontale risulta caricata dall'azione assiale dei pali; i massimi sforzi di compressione risultano:

SLU	
Nmax (kN)	690

SLV	
Nmax (kN)	819

SLE RARA	
Nmax (kN)	511

SLE FREQUENTI	
Nmax (kN)	431

SLE QP	
Nmax (kN)	347

Le azioni dei pali sono sgravate del peso proprio della platea e del peso del terreno di ricoprimento. La sezione di verifica è assunta non a filo fusto ma in posizione affondata nella sezione di incastro per potere consentire idonee diffusioni degli stati tensionali.

Caratteristiche geometriche

Larghezza sezione reagente	145,00 cm
Altezza sezione reagente	150,00 cm
Altezza terreno di ricoprimento	30,00 cm
Sbalzo anteriore fondazione	220,00 cm
Approfondimento sezione di incastro nel fusto	15,00 cm
Luce di calcolo mensola inflessa	235,00 cm
Distanza asse palo da sezione di verifica	165,00 cm
Peso proprio	54,38 kN/m
Peso terreno di ricoprimento	8,70 kN/m

Sollecitazioni sulla sezione di incastro fusto

	VEd [kN]	MEd [kNm]
Combinazioni di Carico SLU	542	964
Combinazioni di Carico SLV	671	1.177
Combinazioni di Carico SLE Rare	363	669
Combinazioni di Carico SLE Frequenti	283	537
Combinazioni di Carico SLE Quasi Perm.	199	398

PROGETTAZIONE ATI:

8.11. SOLLECITAZIONI SUI BAGGIOLI E RITEGNI

In merito alle analisi dei baggioli e dei ritegni, vista l'analogia geometrica delle spalle e quella meccanica dei dispositivi di appoggio, si rimanda a quanto già valutato per la spalla A, rif. par. 6.11.

PROGETTAZIONE ATI:

9. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI - SPALLA B

Si riportano di seguito le verifiche degli elementi strutturali le cui sollecitazioni di verifica sono state calcolate ai paragrafi precedenti.

9.1. PARAGHIAIA

Il calcolo di verifica si riferisce ad una sezione di larghezza unitaria.

B = 100 cm

H = 60 cm

As = $\phi 18/15$

A's = $\phi 14/15$

Asw = spille $\phi 10/45 \times 20$

9.1.1. VERIFICHE AGLI SLU

9.1.1.1. Verifica a flessione

Dalle analisi statiche e sismiche, le sollecitazioni più gravose risultano:

$M_{Ed} = 238$ kNm

A favore di sicurezza si trascura il contributo benefico dello sforzo di compressione.

Titolo : []

N° figure elementari: 1 N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	10.26	8.8
			2	16.96	50.6

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 0 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C32/40
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18.13
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 12.25
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

M_{xRd} 334.9 kNm
 σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 24.28 ‰
 d 50.6 cm
 x 6.374 x/d 0.126
 δ 0.7

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L_o 0 cm Col. modello
 Precompresso

Essendo $M_{RD} > M_{ED}$ la verifica risulta soddisfatta.

9.1.1.2. Verifica a Taglio

V_{sdu}	162	kN
N_{sdu}	0	kN
R_{ck}	40	N/mm ²
f_{ck}	32	N/mm ²
γ_c	1,50	
f_{yk}	450	N/mm ²
b_w	100	cm
d	51,5	cm
A_{sl}	16,96	cm ²
c	8,5	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
θ	21,80	gradi
$ctg\theta$	2,50	
A_{sw}	1,78	cm ²
passo	20	cm
f_{cd}	18,13	N/mm ²
f_{yd}	391,30	N/mm ²
σ_{cp}	0,00	N/mm ²
Verifica senza armatura resistente a taglio		
V_{Rd}	220	kN
Verifica con armatura resistente a taglio		
V_{Rcd}	1449	kN
V_{Rsd}	403	kN
V_{Rd}	403	kN

Essendo $V_{RD} > V_{ED}$ la verifica risulta soddisfatta.

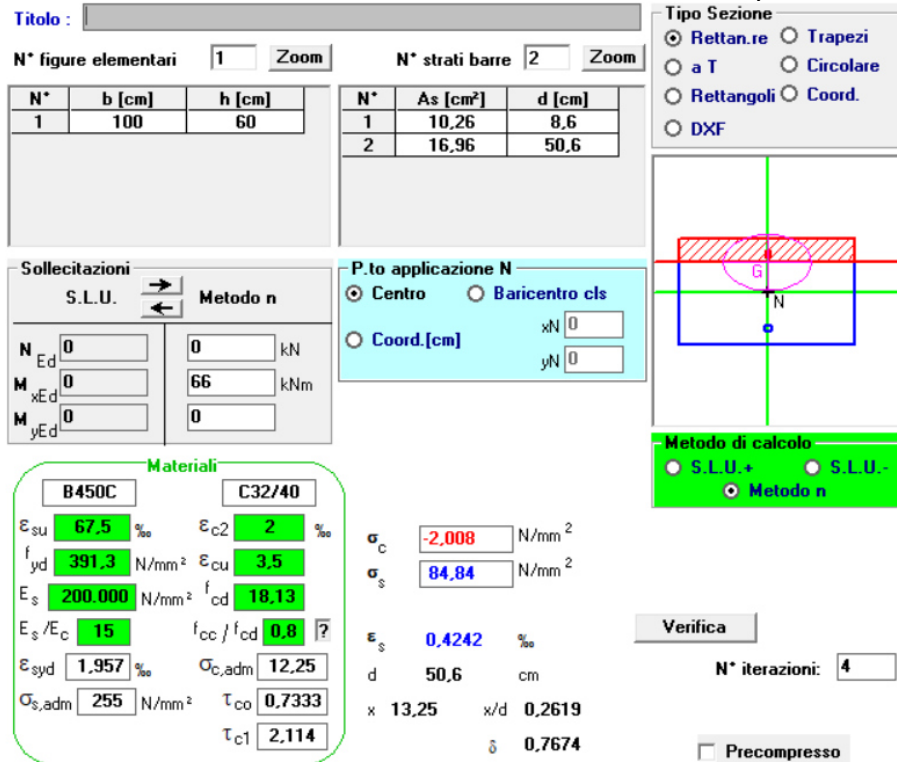
PROGETTAZIONE ATI:

9.1.2.2. Verifiche a fessurazione

Si determinano i tassi di lavoro sui materiali in condizioni di carico SLE Frequenti, le sollecitazioni più gravose risultano:

$$M_{ED} = 66 \text{ kNm}$$

A favore di sicurezza si trascura il contributo benefico dello sforzo di compressione.



Titolo : []

N° figure elementari 1 **Zoom** **N° strati barre** 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,26	8,6
2	16,96	50,6

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

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

σ_c -2,008 N/mm²
 σ_s 84,84 N/mm²
 ϵ_s 0,4242 ‰
 d 50,6 cm
 x 13,25 x/d 0,2619
 δ 0,7674

Verifica
 N° iterazioni: 4
 Precompresso

I tassi di lavoro nelle armature nelle combinazioni di carico agli Stati Limite di Esercizio Frequenti permangono inferiori ai limiti riportati nelle tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 (punto C4.1.2.2.4.5). La verifica dell'ampiezza di fessurazione è da intendersi pertanto svolta per via indiretta ed implicitamente soddisfatta in ragione dei tassi di lavoro di progetto sulle armature precedentemente determinati.

Inoltre, essendo verificata anche la condizione limite riferita agli stati limite di esercizio quasi permanenti non risulta necessario eseguire ulteriori verifiche.

9.2. MURI DI RISVOLTO (MENSOLA ORIZZONTALE)

Il calcolo di verifica si riferisce ad una sezione di larghezza unitaria.

B = 100 cm

H = 75 cm

As = $\phi 24/10$

A's = $\phi 16/20$

Asw = spille $\phi 10/20 \times 20$

9.2.1. VERIFICHE AGLI SLU

9.2.1.1. Verifica a flessione

Dalle analisi statiche e sismiche, le sollecitazioni più gravose risultano:

$M_{Ed} = 360$ kNm

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	75	1	10,05	7,3
			2	45,24	67,3

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

M M_{Rd} 1.107 kN m
 σ_c -18,13 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 18,79 ‰
 d 67,3 cm
 x 10,57 x/d 0,157
 δ 0,7

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 M-curvatura
 Precompresso

Essendo $M_{RD} > M_{ED}$ la verifica risulta soddisfatta.

PROGETTAZIONE ATI:

9.2.1.2. Verifica a Taglio

V_{sdu}	568	kN
N_{sdu}	0	kN
R_{ck}	40	N/mm ²
f_{ck}	32	N/mm ²
γ_c	1,50	
f_{yk}	450	N/mm ²
b_w	100	cm
d	67,3	cm
A_{sl}	45,20	cm ²
c	7,70	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
θ	21,80	gradi
$ctg\theta$	2,50	
A_{sw}	4,00	cm ²
passo	20	cm
f_{cd}	18,13	N/mm ²
f_{yd}	391,30	N/mm ²
σ_{cp}	0,00	N/mm ²
Verifica senza armatura resistente a taglio		
V_{Rd}	347	kN
Verifica con armatura resistente a taglio		
V_{Rcd}	1894	kN
V_{Rsd}	1185	kN
V_{Rd}	1185	kN

Essendo $V_{RD} > V_{ED}$ la verifica risulta soddisfatta.

PROGETTAZIONE ATI:

9.2.2. VERIFICHE AGLI SLE

9.2.2.1. Verifiche tensionali

Si determinano i tassi di lavoro sui materiali in condizioni di carico SLE Rare, le sollecitazioni più gravose risultano:

$$M_{ED} = 142 \text{ KNm}$$

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	75

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	7,3
2	45,24	67,3

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} 142 kNm
 M_{yEd} 0

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

Materiali
 B450C C32/40

ϵ_{su} 67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰	σ_c -1,873 N/mm ²
f_{yd} 391,3 N/mm ²	ϵ_{cu} 3,5 ‰	σ_s 52,72 N/mm ²
E_s 200.000 N/mm ²	f_{cd} 18,13	ϵ_s 0,2636 ‰
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0,8	d 67,3 cm
ϵ_{syd} 1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 12,25	x 23,4 x/d 0,3476
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0,7333	δ 0,8745
	τ_{c1} 2,114	

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

Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso

Essendo $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ e $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$ la verifica è soddisfatta.

Inoltre, essendo verificata anche la condizione limite riferita agli stati limite di esercizio quasi permanenti ($\sigma_c < 0.45 f_{ck}$) non risulta necessario eseguire ulteriori verifiche.

PROGETTAZIONE ATI:

9.2.2.2. Verifiche a fessurazione

Si determinano i tassi di lavoro sui materiali in condizioni di carico SLE Frequenti, le sollecitazioni più gravose risultano:

$$M_{ED} = 100 \text{ kNm}$$

Titolo : []

N° figure elementari 1 **Zoom** **N° strati barre** 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	75

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	7,3
2	45,24	67,3

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

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

σ_c -1,319 N/mm²
 σ_s 37,12 N/mm²
 ϵ_s 0,1856 ‰
 d 67,3 cm
 x 23,4 x/d 0,3476
 δ 0,8745

Verifica
 N° iterazioni: 4
 Precompresso

I tassi di lavoro nelle armature nelle combinazioni di carico agli Stati Limite di Esercizio Frequenti permangono inferiori ai limiti riportati nelle tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 (punto C4.1.2.2.4.5). La verifica dell'ampiezza di fessurazione è da intendersi pertanto svolta per via indiretta ed implicitamente soddisfatta in ragione dei tassi di lavoro di progetto sulle armature precedentemente determinati.

Inoltre, essendo verificata anche la condizione limite riferita agli stati limite di esercizio quasi permanenti non risulta necessario eseguire ulteriori verifiche.

PROGETTAZIONE ATI:

9.3. MURI DI RISVOLTO (MENSOLA VERTICALE)

Il calcolo di verifica si riferisce ad una sezione di larghezza unitaria.

B = 100 cm

H = 75 cm

As = $\phi 20/20$

A's = $\phi 16/20$

Asw = spille $\phi 10/60 \times 20$

9.3.1. VERIFICHE AGLI SLU

9.3.1.1. Verifica a flessione

Dalle analisi statiche e sismiche, le sollecitazioni più gravose risultano:

$M_{Ed} = 271$ kNm

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	75	1	10,05	7,3
			2	15,71	67,3

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato
 M_{xRd} 409,7 kN m
 σ_c -18,13 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 38,47 ‰
 d 67,3 cm
 x 5,612 x/d 0,0834
 δ 0,7

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

 L_0 0 cm

 Precompresso

Essendo $M_{RD} > M_{ED}$ la verifica risulta soddisfatta.

9.3.1.2. Verifica a Taglio

V_{sdu}	263	kN
N_{sdu}	0	kN
R_{ck}	40	N/mm ²
f_{ck}	32	N/mm ²
γ_c	1,50	
f_{yk}	450	N/mm ²
b_w	100	cm
d	67,3	cm
A_{sl}	15,70	cm ²
c	7,70	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
θ	21,80	gradi
$ctg\theta$	2,50	
A_{sw}	1,33	cm ²
passo	20	cm
f_{cd}	18,13	N/mm ²
f_{yd}	391,30	N/mm ²
σ_{cp}	0,00	N/mm ²
Verifica senza armatura resistente a taglio		
V_{Rd}	256	kN
Verifica con armatura resistente a taglio		
V_{Rcd}	1894	kN
V_{Rsd}	395	kN
V_{Rd}	395	kN

Essendo $V_{RD} > V_{ED}$ la verifica risulta soddisfatta.

PROGETTAZIONE ATI:

9.3.2. VERIFICHE AGLI SLE

9.3.2.1. Verifiche tensionali

Si determinano i tassi di lavoro sui materiali in condizioni di carico SLE Rare, le sollecitazioni più gravose risultano:

$$M_{ED} = 109 \text{ KNm}$$

Titolo : _____

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	75

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	7,3
2	15,71	67,3

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

Sollecitazioni
 S.L.U. **Metodo n**
 N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 0 109 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

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

σ_c -2,128 N/mm²
 σ_s 111,7 N/mm²
 ε_s 0,5586 ‰
 d 67,3 cm
 x 14,95 x/d 0,2222
 δ 0,7178

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

Verifica
 N° iterazioni: 5
 Precompresso

Essendo $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ e $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$ la verifica è soddisfatta.

Inoltre, essendo verificata anche la condizione limite riferita agli stati limite di esercizio quasi permanenti ($\sigma_c < 0.45 f_{ck}$) non risulta necessario eseguire ulteriori verifiche.

PROGETTAZIONE ATI:

9.3.2.2. Verifiche a fessurazione

Si determinano i tassi di lavoro sui materiali in condizioni di carico SLE Frequenti, le sollecitazioni più gravose risultano:

$$M_{ED} = 82 \text{ kNm}$$

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N*	b [cm]	h [cm]
1	100	75

N*	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	7,3
2	15,71	67,3

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso

Materiali

<input type="text" value="B450C"/>	<input type="text" value="C32/40"/>
ϵ_{su} <input type="text" value="67,5"/> ‰	ϵ_{c2} <input type="text" value="2"/> ‰
f_{yd} <input type="text" value="391,3"/> N/mm²	ϵ_{cu} <input type="text" value="3,5"/> ‰
E_s <input type="text" value="200.000"/> N/mm²	f_{cd} <input type="text" value="18,13"/>
E_s/E_c <input type="text" value="15"/>	f_{cc}/f_{cd} <input type="text" value="0,8"/> ?
ϵ_{syd} <input type="text" value="1,957"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$ <input type="text" value="12,25"/>
$\sigma_{s,adm}$ <input type="text" value="255"/> N/mm²	τ_{co} <input type="text" value="0,7333"/>
	τ_{c1} <input type="text" value="2,114"/>

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

I tassi di lavoro nelle armature nelle combinazioni di carico agli Stati Limite di Esercizio Frequenti permangono inferiori ai limiti riportati nelle tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 (punto C4.1.2.2.4.5). La verifica dell'ampiezza di fessurazione è da intendersi pertanto svolta per via indiretta ed implicitamente soddisfatta in ragione dei tassi di lavoro di progetto sulle armature precedentemente determinati.

Inoltre, essendo verificata anche la condizione limite riferita agli stati limite di esercizio quasi permanenti non risulta necessario eseguire ulteriori verifiche.

9.4. ORECCHIE

Il calcolo di verifica si riferisce ad una sezione di larghezza unitaria.

$B = 100 \text{ cm}$

$H = 75 \text{ cm}$

$A_s = \phi 20/20$

$A's = \phi 16/20$

$A_{sw} = \text{spille } \phi 10/60 \times 20$

9.4.1. VERIFICHE AGLI SLU

9.4.1.1. Verifica a flessione

Dalle analisi statiche e sismiche, le sollecitazioni più gravose risultano:

$M_{Ed} = 160 \text{ kNm}$

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	75	1	10,05	7,3
			2	15,71	67,5

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

M_{xRd} 411 kN m
 σ_c -18,13 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 38,59 ‰
 d 67,5 cm
 x 5,612 x/d 0,08315
 δ 0,7

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 M-curvatura
 Precompresso

Essendo $M_{RD} > M_{ED}$ la verifica risulta soddisfatta.

PROGETTAZIONE ATI:

9.4.1.2. Verifica a Taglio

V_{sdu}	140	kN
N_{sdu}	0	kN
R_{ck}	40	N/mm ²
f_{ck}	32	N/mm ²
γ_c	1,50	
f_{yk}	450	N/mm ²
b_w	100	cm
d	67,3	cm
A_{sl}	15,7	cm ²
c	7,70	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
θ	21,80	gradi
$ctg\theta$	2,50	
A_{sw}	1,33	cm ²
passo	20	cm
f_{cd}	18,13	N/mm ²
f_{yd}	391,30	N/mm ²
σ_{cp}	0,00	N/mm ²
Verifica senza armatura resistente a taglio		
V_{Rd}	256	kN
Verifica con armatura resistente a taglio		
V_{Rcd}	18994	kN
V_{Rsd}	395	kN
V_{Rd}	395	kN

Essendo $V_{RD} > V_{ED}$ la verifica risulta soddisfatta.

9.4.2. VERIFICHE AGLI SLE

9.4.2.1. Verifiche tensionali

Si determinano i tassi di lavoro sui materiali in condizioni di carico SLE Rare, le sollecitazioni più gravose risultano:

$$M_{ED} = 77 \text{ KNm}$$

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	75

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	7,3
2	15,71	67,5

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} 77 kNm
 M_{yEd}

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

Materiali
B450C **C32/40**
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ‰
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

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

Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso

Essendo $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ e $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$ la verifica è soddisfatta.

Inoltre, essendo verificata anche la condizione limite riferita agli stati limite di esercizio quasi permanenti ($\sigma_c < 0.45 f_{ck}$) non risulta necessario eseguire ulteriori verifiche.

PROGETTAZIONE ATI:

9.4.2.2. Verifiche a fessurazione

Si determinano i tassi di lavoro sui materiali in condizioni di carico SLE Frequenti, le sollecitazioni più gravose risultano:

$$M_{ED} = 50 \text{ kNm}$$

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N*	b [cm]	h [cm]
1	100	75

N*	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	7,3
2	15,71	67,5

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso

Materiali

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

σ_c -0,9715 N/mm²
 σ_s 51,09 N/mm²
 ϵ_s 0,2555 ‰
 d 67,5 cm
 x 14,98 x/d 0,2219
 δ 0,7174

I tassi di lavoro nelle armature nelle combinazioni di carico agli Stati Limite di Esercizio Frequenti permangono inferiori ai limiti riportati nelle tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 (punto C4.1.2.2.4.5). La verifica dell'ampiezza di fessurazione è da intendersi pertanto svolta per via indiretta ed implicitamente soddisfatta in ragione dei tassi di lavoro di progetto sulle armature precedentemente determinati.

Inoltre, essendo verificata anche la condizione limite riferita agli stati limite di esercizio quasi permanenti non risulta necessario eseguire ulteriori verifiche.

9.5. SEZIONE DI SPICCATO FUSTO

Il calcolo di verifica si riferisce ad una sezione di larghezza unitaria.

$B = 100 \text{ cm}$

$H = 240 \text{ cm}$

$A_s = \phi 26/15$

$A's = \phi 20/15$

$A_{sw} = \text{spille } \phi 10/45 \times 20$

9.5.1. VERIFICHE AGLI SLU

9.5.1.1. Verifica a flessione

Dalle analisi statiche e sismiche, le sollecitazioni più gravose risultano:

$M_{Ed} = 1446 \text{ kNm}$

A favore di sicurezza si trascura il contributo benefico dello sforzo di compressione.

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	240

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20,94	9,1
2	35,39	230,2

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali

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

M M_{Rd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ϵ_c ‰

ϵ_s ‰

d cm

x x/d δ

Metodo di flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L_0 cm Col. modello

Precompresso

Essendo $M_{RD} > M_{ED}$ la verifica risulta soddisfatta.

PROGETTAZIONE ATI:

9.5.1.2. Verifica a Taglio

V_{sdu}	494	kN
N_{sdu}	0	kN
R_{ck}	40	N/mm ²
f_{ck}	32	N/mm ²
γ_c	1,50	
f_{yk}	450	N/mm ²
b_w	100	cm
d	230,2	cm
A_{sl}	35,40	cm ²
c	9,80	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
θ	21,80	gradi
$ctg\theta$	2,50	
A_{sw}	1,78	cm ²
passo	20	cm
f_{cd}	18,13	N/mm ²
f_{yd}	391,30	N/mm ²
σ_{cp}	0,00	N/mm ²
Verifica senza armatura resistente a taglio		
V_{Rd}	671	kN
Verifica con armatura resistente a taglio		
V_{Rcd}	6477	kN
V_{Rsd}	1802	kN
V_{Rd}	1802	kN

Essendo $V_{RD} > V_{ED}$ la verifica risulta soddisfatta.

PROGETTAZIONE ATI:

9.5.2. VERIFICHE AGLI SLE

9.5.2.1. Verifiche tensionali

Si determinano i tassi di lavoro sui materiali in condizioni di carico SLE Rare, le sollecitazioni più gravose risultano:

$$M_{ED} = 735 \text{ KNm}$$

A favore di sicurezza si trascura il contributo benefico dello sforzo di compressione.

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	240

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20,94	9,1
2	35,39	230,2

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Materiali

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

σ_c -1,438 N/mm²
 σ_s 95,87 N/mm²
 ϵ_s 0,4794 ‰
 d 230,2 cm
 x 42,27 x/d 0,1836
 δ 0,7

Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso

Essendo $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ e $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$ la verifica è soddisfatta.

Inoltre, essendo verificata anche la condizione limite riferita agli stati limite di esercizio quasi permanenti ($\sigma_c < 0.45 f_{ck}$) non risulta necessario eseguire ulteriori verifiche.

9.5.2.2. Verifiche a fessurazione

Si determinano i tassi di lavoro sui materiali in condizioni di carico SLE Frequenti, le sollecitazioni più gravose risultano:

$M_{ED} = 519 \text{ kNm}$

A favore di sicurezza si trascura il contributo benefico dello sforzo di compressione.

Titolo : _____

N° figure elementari: Zoom N° strati barre: Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	240

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20,94	9,1
2	35,39	230,2

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

Sollecitazioni
 S.L.U. **Metodo n**

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

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

Materiali
 B450C C32/40

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

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²

ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

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

Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso

I tassi di lavoro nelle armature nelle combinazioni di carico agli Stati Limite di Esercizio Frequenti permangono inferiori ai limiti riportati nelle tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 (punto C4.1.2.2.4.5). La verifica dell'ampiezza di fessurazione è da intendersi pertanto svolta per via indiretta ed implicitamente soddisfatta in ragione dei tassi di lavoro di progetto sulle armature precedentemente determinati.

Inoltre, essendo verificata anche la condizione limite riferita agli stati limite di esercizio quasi permanenti non risulta necessario eseguire ulteriori verifiche.

9.6. PLATEA DI FONDAZIONE

Il calcolo di verifica si riferisce ad una sezione di larghezza unitaria.

$B = 150 \text{ cm}$

$H = 150 \text{ cm}$

$A_s = 1\phi 24/15 + 1\phi 24/15$

$A's = \phi 20/15$

$A_{sw} = \text{spille } \phi 12/30 \times 40$

9.6.1. VERIFICHE AGLI SLU

9.6.1.1. Verifica a flessione

Dalle analisi statiche e sismiche, le sollecitazioni più gravose risultano:

$M_{Ed} = 1177 \text{ kNm}$

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	150	150

N°	As [cm²]	d [cm]
1	31,42	7
2	45,24	132,3
3	45,24	137,5

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

Materiali

B450C	C25/30
ϵ_{su} 67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm²	ϵ_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm²	f_{cd} 14,17
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0,8
ϵ_{syd} 1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9,75
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0,6
	τ_{c1} 1,829

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Calcoli:
 $M_{Rd} = 4.555 \text{ kNm}$
 $\sigma_c = -14,17 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_s = 391,3 \text{ N/mm}^2$
 $\epsilon_c = 3,5 \text{ ‰}$
 $\epsilon_s = 30,61 \text{ ‰}$
 $d = 137,5 \text{ cm}$
 $x = 14,11$ $x/d = 0,1026$
 $\delta = 0,7$

Parametri:
 N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 $L_0 = 0 \text{ cm}$ Col. modello
 M-curvatura
 Precompresso

Essendo $M_{RD} > M_{ED}$ la verifica risulta soddisfatta.

PROGETTAZIONE ATI:

9.6.1.2. Verifica a Taglio

V_{sdu}	671	kN
N_{sdu}	0	kN
R_{ck}	40	N/mm ²
f_{ck}	32	N/mm ²
γ_c	1,50	
f_{yk}	450	N/mm ²
b_w	150	cm
d	142,7	cm
A_{sl}	90,4	cm ²
c	7,30	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
θ	21,80	gradi
$ctg\theta$	2,50	
A_{sw}	5,65	cm ²
passo	40	cm
f_{cd}	14,17	N/mm ²
f_{yd}	391,30	N/mm ²
σ_{cp}	0,00	N/mm ²
Verifica senza armatura resistente a taglio		
V_{Rd}	774	kN
Verifica con armatura resistente a taglio		
V_{Rcd}	4705	kN
V_{Rsd}	1775	kN
V_{Rd}	1775	kN

Essendo $V_{RD} > V_{ED}$ la verifica risulta soddisfatta.

PROGETTAZIONE ATI:

9.6.2. VERIFICHE AGLI SLE

9.6.2.1. Verifiche tensionali

Si determinano i tassi di lavoro sui materiali in condizioni di carico SLE Rare, le sollecitazioni più gravose risultano:

$$M_{ED} = 669 \text{ KNm}$$

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	150	150

N°	As [cm²]	d [cm]
1	31,42	7
2	45,24	132,3
3	45,24	137,5

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} 669 kNm
 M_{yEd} 0

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

Materiali
 B450C C25/30
 ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

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

Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso

Essendo $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ e $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$ la verifica è soddisfatta.

Inoltre, essendo verificata anche la condizione limite riferita agli stati limite di esercizio quasi permanenti ($\sigma_c < 0.45 f_{ck}$) non risulta necessario eseguire ulteriori verifiche.

PROGETTAZIONE ATI:

9.6.2.2. Verifiche a fessurazione

Si determinano i tassi di lavoro sui materiali in condizioni di carico SLE Frequenti, le sollecitazioni più gravose risultano:

$$M_{ED} = 537 \text{ kNm}$$

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	150	150

N°	As [cm²]	d [cm]
1	31,42	7
2	45,24	132,3
3	45,24	137,5

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Materiali

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

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso

I tassi di lavoro nelle armature nelle combinazioni di carico agli Stati Limite di Esercizio Frequenti permangono inferiori ai limiti riportati nelle tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 (punto C4.1.2.2.4.5). La verifica dell'ampiezza di fessurazione è da intendersi pertanto svolta per via indiretta ed implicitamente soddisfatta in ragione dei tassi di lavoro di progetto sulle armature precedentemente determinati.

Inoltre, essendo verificata anche la condizione limite riferita agli stati limite di esercizio quasi permanenti non risulta necessario eseguire ulteriori verifiche.

PROGETTAZIONE ATI:

9.7. VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE

Nel presente paragrafo si verificano i pali $d=45\text{cm}$ armati con tubo $\phi 298.5\text{mm}$ sp.20mm.
Si riportano le sollecitazioni agenti sui pali più sollecitati:

	Nsd [kN]	Vsd [kN]	Msd [kN]
SLU	690	107	111
SLV	819	180	187

Si riporta di seguito la verifica.

TIPO ACCIAIO (Fe):	S 355	Mpa
COEFFICIENTE PARZIALE SU ACCIAIO (γ_{m0}):	1.05	-
MODULO ELASTICO (E):	2.10E+08	kPa
SNERVAMENTO (fy):	355	MPa
AMMISSIBILE (σ_{amm}):	338.1	MPa

DIAMETRO ESTERNO (D_e):	298.5	mm
SPESSORE (s):	20	mm
COEFFICIENTE ϵ :	0.81	-
PESO (q):	137.36	kg/m
RAGGIO D'INERZIA (i):	9.87	cm
AREA (A):	174.99	cm ²
MOMENTO D'INERZIA (J):	17052.95	cm ⁴
MODULO RESISTENTE (W):	1142.58	cm ³
MODULO PLASTICO (W_{pl}):	1553.91	cm ³

$N_{pl,Rd} =$	5916.22	kN
$V_{pl,Rd} =$	2174.52	kN
$V_{pl,Rd}$ (per verifica caso D- Pressoflessione + taglio) =	0.00	kN
$A_v =$	0.01114	m ²
$1-\rho =$	0.266373268	-

$M_{pl,Rd}$ (FLESSIONE PURA) =	525	kNm
$M_{v,Rd}$ (FLESSIONE+TAGLIO)=	525	kNm
$M_{N,Rd}$ (PRESSOFLESSIONE) =	485	kNm
$M_{N,Rd}$ (PRESSOFLESSIONE+TAGLIO)=	485	kNm

$N_{sd} < N_{pl,Rd}$	OK
$V_{sd} < V_{pl,Rd}$	OK
$M_{sd} < M_{pl,Rd}$	OK

La verifica risulta soddisfatta con FS=0.39.

PROGETTAZIONE ATI:

9.8. RITEGNI

In merito alle verifiche dei ritegni, vista l'analogia geometrica delle spalle e quella meccanica dei dispositivi di appoggio, si rimanda a quanto già valutato per la spalla A, rif. par. 7.7.

PROGETTAZIONE ATI: