

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01

LINEA A.V. /A.C. TORINO – VENEZIA Tratta MILANO – VERONA
Lotto funzionale Brescia-Verona

PROGETTO ESECUTIVO

IV28 – CAVALCAFERROVIA TANG. SUD BS – COLLEGAMENTO QBSE/AC - PK 107+055,597

Relazione di calcolo spalla B

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE LAVORI
Consorzio Cepav due	
Data: _____	Data: _____

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC	OPERA/DISCIPLINA	PROGR	REV
I N O R	1 2	E	E 2	C L	I V 2 8 A 6	0 0 2	A

PROGETTAZIONE								IL PROGETTISTA
Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	
A	Emissione	Montanari <i>Montanari</i>	08/05/20	Piacentini <i>Piacentini</i>	08/05/50	Liani	08/05/20	
B								
C								

CIG. 751447334A

File: IN0R12EE2CLIV28A6002A_10.docx



Progetto cofinanziato dalla Unione Europea

CUP: F81H9100000008

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 12	Codifica Documento E E2 CL IV 28 A 6 002	Rev. A	Foglio 2 di 116
---------	------------------	-------------	---	-----------	--------------------

INDICE

1	PREMESSA.....	7
2	NORME, DECRETI E DOCUMENTI.....	10
2.1	OPERE IN C.A. E STRUTTURE METALLICHE	10
2.2	NORMATIVA SPECIFICA PER I PONTI STRADALI	10
2.3	GEOTECNICA, FONDAZIONI E GEOLOGIA.....	11
2.4	ULTERIORI PRESCRIZIONI E SPECIFICHE TECNICHE DI RFI E ITALFERR	11
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	12
3.1	CALCESTRUZZO.....	12
3.2	ACCIAIO.....	13
3.2.1	Armatore per c.a. – Acciaio B 450 C.....	13
3.2.2	Carpenteria metallica – Classe S355.....	13
4	ELABORATI DI RIFERIMENTO	14
5	CRITERI DI CALCOLO.....	15
5.1	CRITERI E DEFINIZIONE DELL' AZIONE SISMICA	15
5.1.1	Tipo di analisi condotta	15
5.1.2	Definizione dei parametri di caratterizzazione sismica.....	17
5.2	SPINTA DELLE TERRE	18
5.3	COMBINAZIONI DI CARICO.....	19
5.3.1	Combinazioni per la verifica allo SLU	20
5.3.2	Combinazioni per la verifica allo SLE.....	21
5.3.3	Coefficienti di combinazione delle azioni dovute al traffico.....	21
5.3.1	Coefficienti di combinazione utilizzati nelle analisi strutturali	23
5.4	VALUTAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	26
5.4.1	Paraghiaia	26
5.4.2	Muri di risvolto e orecchie.....	27
5.4.3	Platea di fondazione	28
5.4.4	Pali di fondazione.....	28

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 12	Codifica Documento E E2 CL IV 28 A 6 002	Rev. A	Foglio 3 di 116
6	CRITERI DI VERIFICA.....				29
6.1	VERIFICHE SLU.....				29
6.1.1	<i>Resistenza a sforzo normale e flessione</i>				29
6.1.2	<i>Verifiche allo stato limite ultimo per taglio</i>				29
6.1.2.1	<i>Elementi non armati a taglio</i>				29
6.1.2.2	<i>Elementi armati a taglio</i>				30
6.2	VERIFICHE SLE.....				31
6.2.1	<i>Verifiche allo stato limite di fessurazione</i>				31
6.2.2	<i>Verifiche delle tensioni in esercizio</i>				34
7	ANALISI DELLA SPALLA.....				35
7.1	SISTEMA DI RIFERIMENTO.....				35
7.2	DATI DI INPUT.....				37
7.2.1	<i>Geometria dell'impalcato</i>				37
7.2.2	<i>Geometria della spalla</i>				38
7.3	AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO.....				39
7.3.1	<i>Carichi permanenti</i>				39
7.3.2	<i>Carichi accidentali</i>				40
7.3.3	<i>Azione di frenamento</i>				42
7.3.4	<i>Azione centrifuga</i>				42
7.3.5	<i>Variazione termica</i>				42
7.3.6	<i>Azione del vento</i>				43
7.3.7	<i>Azione sismica</i>				44
7.4	AZIONI RELATIVE ALLA SPALLA.....				46
7.4.1	<i>Peso proprio</i>				46
7.4.2	<i>Forze inerziali degli elementi della spalla</i>				47
7.4.3	<i>Spinta delle terre</i>				49
7.4.3.1	<i>Spinta statica del terreno di monte</i>				49
7.4.3.2	<i>Traffico a tergo spalla</i>				53
7.4.3.3	<i>Sovrappinta sismica del terreno di monte</i>				54
7.4.3.4	<i>Forse inerziali del terreno imbarcato</i>				55

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 12	Codifica Documento E E2 CL IV 28 A 6 002	Rev. A	Foglio 4 di 116
7.5	SOLLECITAZIONI A SPICCATO FUSTO				56
7.5.1	Azioni elementari.....				56
7.5.2	Sollecitazioni a spiccato fusto				57
7.5.3	Sollecitazioni oggetto di verifica				59
7.6	SOLLECITAZIONI SULLA PALIFICATA DI FONDAZIONE				60
7.6.1.1	Azioni elementari.....				60
7.6.1.2	Sollecitazioni sulla palificata di fondazione				61
7.7	SOLLECITAZIONE SUI PALI DI FONDAZIONE				63
7.8	SOLLECITAZIONI SUL PARAGHIAIA.....				68
7.9	SOLLECITAZIONI SUI MURI DI RISVOLTO.....				71
7.9.1	Giudizio motivato di accettabilità dei risultati				79
7.10	SOLLECITAZIONI SULLA PLATEA DI FONDAZIONE.....				81
7.11	SOLLECITAZIONI SUI RITEGNI				82
7.11.1	Ritegni trasversali.....				82
7.11.2	Ritegni longitudinali				82
8	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI				83
8.1	PARAGHIAIA.....				83
8.1.1	Verifiche agli SLU.....				83
8.1.1.1	Verifica a flessione.....				83
8.1.1.2	Verifica a Taglio.....				84
8.1.2	Verifiche agli SLE.....				85
8.1.2.1	Verifiche tensionali				85
8.1.2.2	Verifiche a fessurazione				86
8.2	MURI DI RISVOLTO (MENSOLA ORIZZONTALE).....				87
8.2.1	Verifiche agli SLU				87
8.2.1.1	Verifica a flessione.....				87
8.2.1.2	Verifica a Taglio.....				88
8.2.2	Verifiche agli SLE.....				89
8.2.2.1	Verifiche tensionali.....				89
8.2.2.2	Verifiche a fessurazione				90
8.3	MURI DI RISVOLTO (MENSOLA VERTICALE).....				91

8.3.1	Verifiche agli SLU	91
8.3.1.1	Verifica a flessione.....	91
8.3.1.2	Verifica a Taglio.....	92
8.3.2	Verifiche agli SLE.....	93
8.3.2.1	Verifiche tensionali.....	93
8.3.2.2	Verifiche a fessurazione	94
8.4	SEZIONE DI SPICCATO FUSTO	95
8.4.1	Verifiche agli SLU	95
8.4.1.1	Verifica a flessione.....	95
8.4.1.2	Verifica a Taglio.....	96
8.4.2	Verifiche agli SLE.....	97
8.4.2.1	Verifiche tensionali.....	97
8.4.2.2	Verifiche a fessurazione	98
8.5	PLATEA DI FONDAZIONE.....	99
8.5.1	Verifiche agli SLU	99
8.5.1.1	Verifica tirante puntone.....	99
8.5.2	Verifiche agli SLE.....	100
8.5.2.1	Verifiche tensionali.....	100
8.5.2.2	Verifiche a fessurazione	101
8.6	PALI DI FONDAZIONE – SEZIONE TESTA PALO (PROFONDITÀ 0.00M).....	102
8.6.1	Verifiche agli SLU	102
8.6.1.1	Verifica a flessione.....	102
8.6.1.2	Verifica a Taglio.....	103
8.6.2	Verifiche agli SLE.....	104
8.6.2.1	Verifiche tensionali.....	104
8.6.2.2	Verifiche a fessurazione	105
8.7	PALI DI FONDAZIONE – PRIMA SEZIONE CAMBIO ARMATURA (PROFONDITÀ 5.00 M)	106
8.7.1	Verifiche agli SLU	106
8.7.1.1	Verifica a flessione.....	106
8.7.1.2	Verifica a Taglio.....	107
8.7.2	Verifiche agli SLE.....	108
8.7.2.1	Verifiche tensionali e a fessurazione.....	108
8.8	PALI DI FONDAZIONE – SECONDA SEZIONE CAMBIO ARMATURA (PROFONDITÀ 15.00M)	109
8.8.1	Verifiche agli SLU	109

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 12	Codifica Documento E E2 CL IV 28 A 6 002	Rev. A	Foglio 6 di 116
8.8.1.1	Verifica a flessione.....				109
8.8.1.2	Verifica a Taglio.....				110
8.8.2	Verifiche agli SLE.....				111
8.8.2.1	Verifiche tensionali e a fessurazione.....				111
8.9	RITEGNI.....				112
8.9.1	Ritegni trasversali.....				112
8.9.2	Ritegni longitudinali.....				113
9	VERIFICHE GEOTECNICHE.....				114
9.1	VERIFICA DI PORTANZA VERTICALE DELLA PALIFICATA.....				114
9.2	VERIFICA DI PORTANZA ORIZZONTALE DELLA PALIFICATA.....				116

1 PREMESSA

La presente relazione riguarda l'analisi, il dimensionamento e la verifica dei principali elementi strutturali della spalla B del cavalcaferrovia denominato "Tang. Sus BS – Collegamento QBSE/AC" che sovrappassa la futura linea AV/AC Milano-Verona in prossimità della progressiva 107+055,597.

L'andamento planimetrico dell'opera è in rettilineo, la viabilità in progetto al di sopra del cavalcavia è una strada di tipo F2. La sezione trasversale dell'opera è costituita da una sede carrabile di 8.50m, e da due cordoli esterni di larghezza complessiva pari a 4.25m (2.125m ognuno).

Il cavalcaferrovia è costituito da 1 campata di luce 50.40m.

L'opera in oggetto è un ponte a via di corsa inferiore. La struttura portante è costituita da due travi a doppia T a sezione variabile ($h=2.20\text{m}$ in corrispondenza dell'asse appoggi e $h=3.80\text{m}$ in mezzera) che corrono longitudinalmente per l'intero sviluppo dell'impalcato. Ciascuna trave è scomposta in 6 conci di lunghezza variabile. Le travi principali sono collegate trasversalmente da traversi, posti ad interasse costante $i=3.20\text{m}$.

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 $\varnothing 1500\text{ mm}$. 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.

La realizzazione dell'opera si suddivide in due macrofasi, in particolare:

- la prima, in cui viene realizzato un cavalcaferrovia provvisorio a lato di quello esistente dove deviare il traffico durante le fasi di demolizione e di ricostruzione del definitivo.
- la seconda, in cui viene realizzato il cavalcaferrovia definitivo in aderenza a quello provvisorio, dove verrà riportato il traffico in seguito allo spostamento dell'impalcato.

Data la geometria delle due spalle, provvisoria e definitiva, la situazione più sfavorevole, per l'analisi globale della spalla, risulta quella del primo caso visto il numero e l'interasse minore tra i pali in direzione trasversale. Per quanto riguarda l'analisi in elevazione il caso più sfavorevole risulta sempre quello della spalla provvisoria, ad eccezione del risvolto per il quale si farà riferimento alla geometria della spalla definitiva.

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

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 6 002

Rev.
A

Foglio
8 di 116

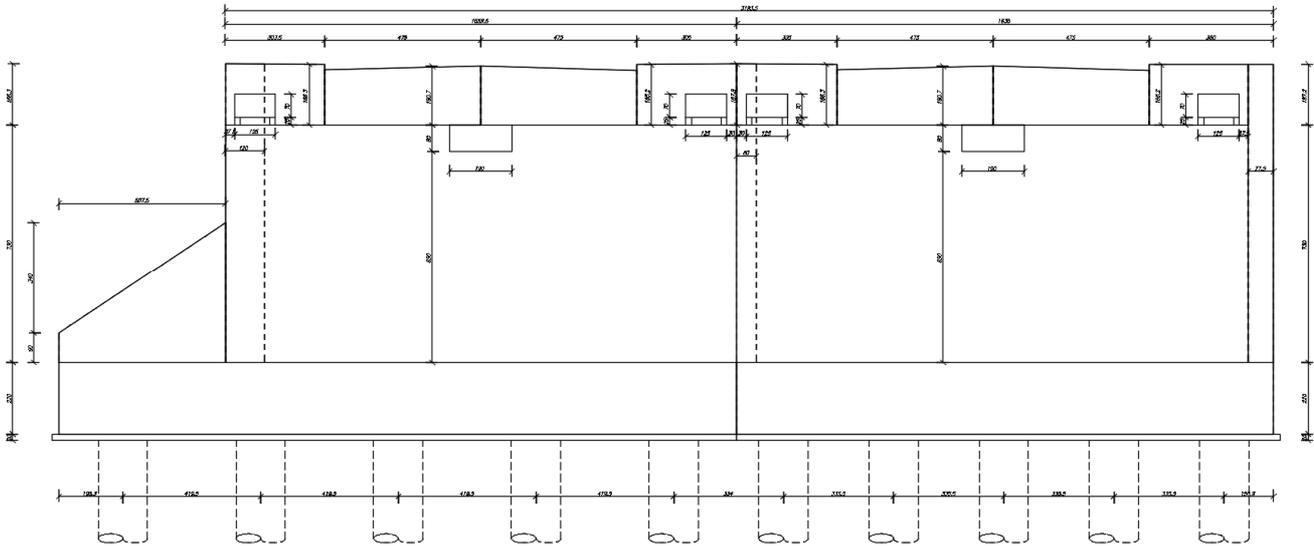


Figura 1 - Vista frontale

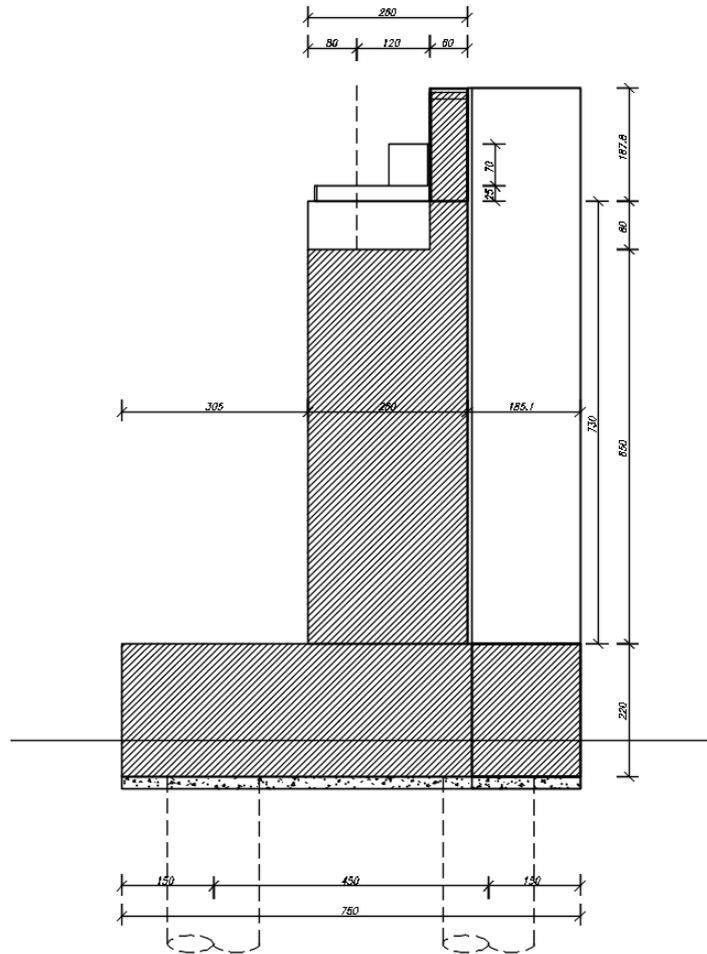


Figura 2 - Sezione in asse tracciamento

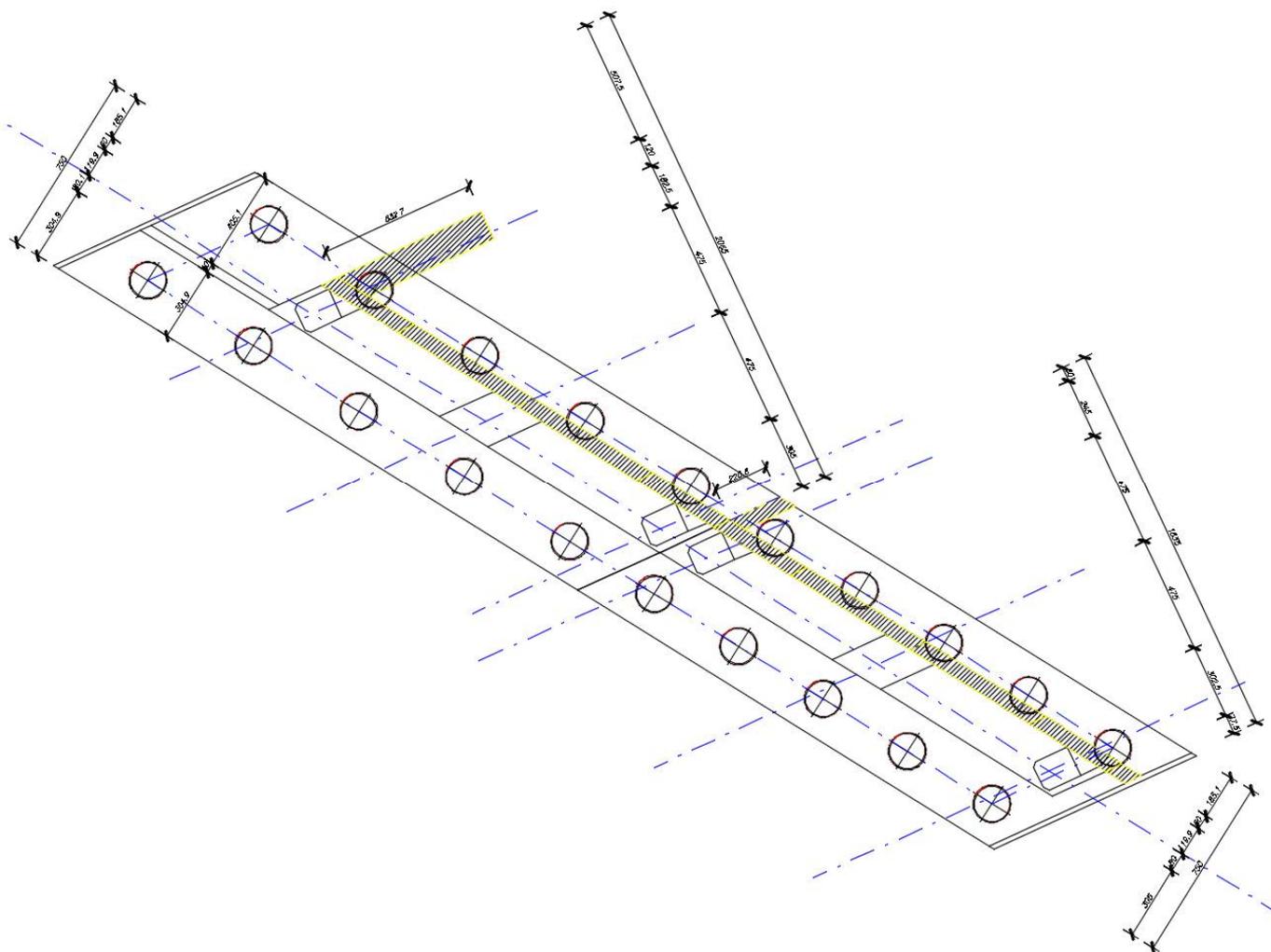


Figura 3 – Pianta fondazione e spiccatto elevazione

Nella tabella seguente si riporta il riepilogo delle caratteristiche geometriche del cavalcaferrovia.

	L campata [m]	H fusto [m]	Tipo di fondazione provvisoria	Tipo di fondazione definitiva
SpA	50.40	4.80	10 pali 1500	10 pali 1500
SpB		7.30	10 pali 1500	12 pali 1500

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. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n.617 “Istruzione per l’applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008;
- 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 - Pesi per unità di volume, pesi 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”;
- UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti”.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 6 002

Rev.
A

Foglio
11 di 116

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”.

2.4 Ulteriori prescrizioni e specifiche tecniche di RFI e Italferr

- RFI DTC SI PS MA IFS 001 A: “Manuale di progettazione delle opere civili”;
- RFI DTC SI SP IFS 001 A: “Capitolato generale Tecnico di appalto delle Opere civili”.

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]	Classe di resistenza adottata [MPa]
Cordoli laterali e marciapiedi	XC4 XD3 XF4	C 35/45	Molto Agg.	60	C 35/45
Soletta di impalcato	XC3	C 30/37	Ordinario	40	C 35/45
Baggioli e ritegni	XC4	C 32/40	Aggressivo	50	C 35/45
Elevazioni pile	XC4 XF1	C 32/40	Aggressivo	50	C 35/45
Elevazioni spalle	XC4 XF1	C 32/40	Aggressivo	50	C 32/40
Fondazioni pile e spalle	XC2	C 25/30	Ordinario	40	C 25/30
Pali e diaframmi di fondazione	XC2	C 25/30	Ordinario	60	C 25/30

Tabella 3.1 – Classi di cls e copriferri minimi

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}	$\geq 7.5\%$
Rapporto	f_t/f_y	$1,15 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto	$f_y \text{ misurato} / f_y \text{ nom}$	$\leq 1,25$

3.2.2 Carpenteria metallica – Classe S355

Si utilizzano per le strutture metalliche del viadotto i seguenti tipi di acciaio:

Elementi saldati di spessore fino a 40mm S355J2G3
 Elementi saldati di spessore superiore a 40mm S355K2G3
 Elementi non saldati S355JO

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

Resistenza di calcolo ($t < 40$ mm) $f_d = 355$ N/mm²
 Resistenza di calcolo ($t > 40$ mm) $f_d = 335$ N/mm²
 Modulo elastico $E_s = 210000$ N/mm²

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 6 002Rev.
AFoglio
14 di 116

4 ELABORATI DI RIFERIMENTO

Gli elaborati inerenti all'opera in oggetto sono elencati di seguito.

DESCRIZIONE	CODICE
<p><u>IV00 – CAVALCAFERROVIA TIPOLOGICO</u> PRESCRIZIONI MATERIALI E NOTE GENERALI STRADE CATEGORIA C2 – CARPENTERIA IMPALCATO – DETTAGLI STRADE CATEGORIA C2 CON PISTA CICLABILE – CARPENTERIA IMPALCATO – DETTAGLI RITEGNI SISMICI – DETTAGLI E POSIZIONAMENTO CUSCINETTI CARPENTERIA METALLICA IMPALCATO – CONTROPIASTRE SUPERIORI PER DISPOSITIVI DI APPOGGIO SCHEMA FISSAGGIO PER MONTAGGIO DISPOSITIVI DI APPOGGIO SOLLEVAMENTO DEGLI IMPALCATI ARMATURA BAGGIOLI E RITEGNI ANTISISMICI SU PILE. TIPO A ARMATURA BAGGIOLI E RITEGNI ANTISISMICI SU PILE. TIPO B MESSA A TERRA E PREDISPOSIZIONE PER LA PROTEZIONE DALLE CORRENTI VAGANTI RELAZIONE DESCRITTIVA</p>	<p>INOR11EE24TIV0000001 INOR11EE2BZIV00A5002 INOR11EE2BZIV00A5003 INOR11EE2BYIV00A4001 INOR11EE2BZIV00A5004 INOR11EE2DZIV00A5001 INOR11EE2BCIV00A1001 INOR11EE2BCIV00A4001 INOR11EE2BCIV00A4002 INOR11EE2ROIV00A0001</p>
<p><u>IV28 – CAVALCAFERROVIA TANG. SUD BS – COLLEGAMENTO QBSE/AC km 107+055,597</u> RELAZIONE TECNICA GENERALE CAVALCAFERROVIA RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B RELAZIONE SUL COMPORTAMENTO SISMICO DELL'OPERA, APPOGGI, RITEGNI SISMICI E GIUNTI DI DILATAZIONE RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO PIANTE FONDAZIONI E PIANTE IMPALCATO SEZIONE LONGITUDINALE, PROSPETTO LONGITUDINALE E SEZIONE TRASVERSALE PIANTE TRACCIAMENTO SOTTOSTRUTTURE E PLINTI DI FONDAZIONE PIANTE SCAVI CARPENTERIA SPALLA A – TAVOLA 1/2 CARPENTERIA SPALLA A – TAVOLA 2/2 CARPENTERIA SPALLA B – TAVOLA 1/2 CARPENTERIA SPALLA B – TAVOLA 2/2 ARMATURA PALI DI FONDAZIONE SPALLE ARMATURA SPALLA A – TAVOLA 1/2 ARMATURA SPALLA A – TAVOLA 2/2 ARMATURA SPALLA B – TAVOLA 1/2 ARMATURA SPALLA B – TAVOLA 2/2 ARMATURA BAGGIOLI E RITEGNI ANTISISMICI SU SPALLE DISPOSITIVI DI APPOGGIO E GIUNTI CARPENTERIA IMPALCATO – DETTAGLI ED ARREDO CARPENTERIA METALLICA IMPALCATO – DISEGNO D'ASSIEME CARPENTERIA METALLICA IMPALCATO – SEZIONI TRASVERSALI E DETTAGLI CARPENTERIA METALLICA IMPALCATO – TRAVERSI LASTRE TRALICCIATE IMPALCATO – TAVOLA 1/2 LASTRE TRALICCIATE IMPALCATO – TAVOLA 2/2 ARMATURA SOLETTA IMPALCATO FASI COSTRUTTIVE – TAVOLA 1/2 FASI COSTRUTTIVE – TAVOLA 2/2 RELAZIONE GEOTECNICA PROFILO STRATIGRAFICO OPERE PROVISIONALI – SPALLA A – SPALLA B OPERE PROVISIONALI – SPALLA A – SPALLA B – RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<p>INOR12EE2ROIV28A0001 INOR12EE2CLIV28A6001 INOR12EE2CLIV28A6002 INOR12EE2CLIV28A0001 INOR12EE2CLIV28A5001 INOR12EE2P9IV28A0001 INOR12EE2PZIV28A0001 INOR12EE2P9IV28A3001 INOR12EE2P9IV2801001 INOR12EE2BZIV28A6001 INOR12EE2BZIV28A6002 INOR12EE2BZIV28A6003 INOR12EE2BZIV28A6004 INOR12EE2BZIV28A3001 INOR12EE2BZIV28A6005 INOR12EE2BZIV28A6006 INOR12EE2BZIV28A6007 INOR12EE2BZIV28A6008 INOR12EE2BCIV28A6001 INOR12EE2BZIV28A5001 INOR12EE2BZIV28A5002 INOR12EE2BZIV28A5003 INOR12EE2BZIV28A5004 INOR12EE2BZIV28A5005 INOR12EE2BBIV28A5001 INOR12EE2BZIV28A5007 INOR12EE2BZIV28A5008 INOR12EE2BZIV28A1001 INOR12EE2BZIV28A1002 INOR12EE2RBIV2800001 INOR12EE2FZIV2800001 INOR12EE2BZIV28A1003 INOR12EE2CLIV28A1001</p>

5 CRITERI DI CALCOLO

In ottemperanza al D.M. del 14.01.2008 (Norme tecniche per le costruzioni), i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

5.1 Criteri e definizione dell'azione sismica

5.1.1 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 rigidità 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 rigidità nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidità) nei confronti delle azioni verticali.

Gli stati limite, sia di Esercizio sia Ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l'opera a realizzarsi deve assolvere durante un evento sismico; 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 $a_g \cdot S$ (§ 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.

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).

5.1.2 Definizione dei parametri di caratterizzazione sismica

Ai sensi del D.M. 14/01/2008 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 2008 e sulla base delle caratteristiche dell'opera progettata.

Trattandosi di un ponte di importanza strategica, si assume quale valore di vita nominale $V_N=100$ anni.

Con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, l'opera si colloca in Classe d'uso III: Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Alla suddetta classe d'uso è associato un valore del coefficiente d'uso $C_U=1,5$.

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

$$V_R = V_N \cdot C_U = 100 \cdot 1,5 = 150 \text{ anni}$$

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 T1 (Superficie pianeggiante, pendii e rilevati isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$). La normativa vigente associa alla suddetta categoria un coefficiente di amplificazione topografica $S_T=1$.

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

Vita nominale (V_N)	100 anni
Classe d'uso	III
Coefficiente d'uso (C_U)	1,5
Periodo di riferimento (V_R)	150 anni
Categoria topografica	T1

Tabella 5.1 - 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.

5.2 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.

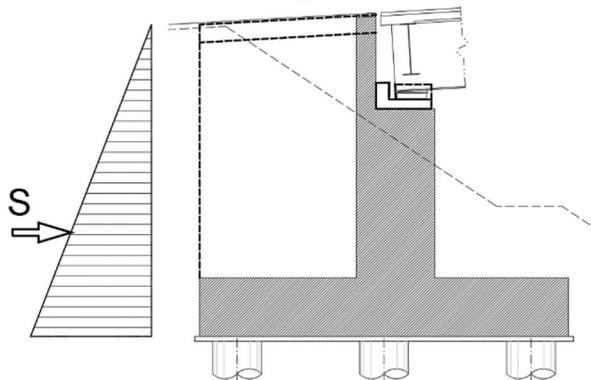
L'andamento delle tensioni orizzontali efficaci assume forma triangolare con valore massimo alla base:

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

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 $q_{es}=30.00 \text{ kN/m}^2$.

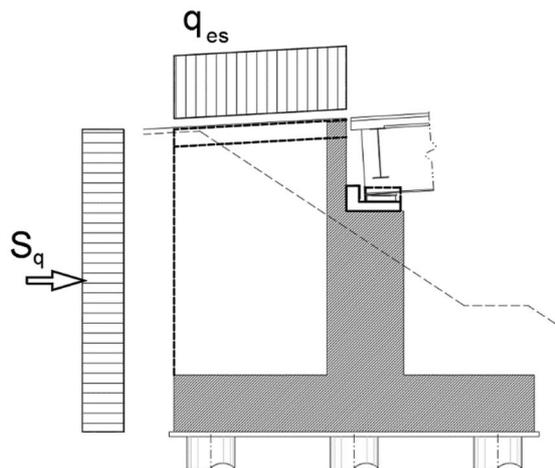
Il diagramma delle tensioni orizzontali che ne scaturiscono ha andamento costante con modulo pari a:

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

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.



5.3 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 A_d :

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

5.3.1 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 geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU) - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR) - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Le verifiche saranno condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 1", utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 5.1.V per i parametri geotecnici e le azioni.

- combinazione 1 →(A1+M1+R1)→STR
- combinazione 2 →(A2+M1+R2)→GEO (carico limite)

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 5.2 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o 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 5.3 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 5.4 - Coefficienti parziali γ_R per la resistenza del sistema

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} .

5.3.2 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.

5.3.3 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 5.5 – Combinazioni dei carichi delle azioni dovute al traffico

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 5.6 – Coefficienti di combinazione delle diverse categorie di azione

5.3.1 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

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 6 002Rev.
AFoglio
24 di 116SLE 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	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Sovraspinta 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	-	-	-	-
Sovraspinta sismica terre	-	-	-	-
Inerzia sismica terreno imbarcato	-	-	-	-
Traffico tergo spalla	0,00	0,40	0,00	0,00

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 6 002Rev.
AFoglio
25 di 116SLE 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	-

5.4 Valutazione delle sollecitazioni sugli elementi strutturali

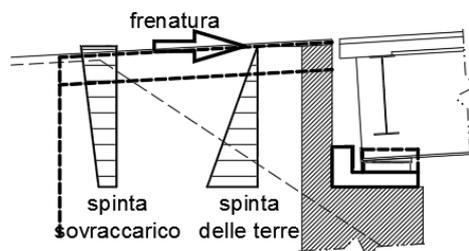
5.4.1 Paraghiaia

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. 617/2009 p.to C5.1.3.3.7.2. 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)

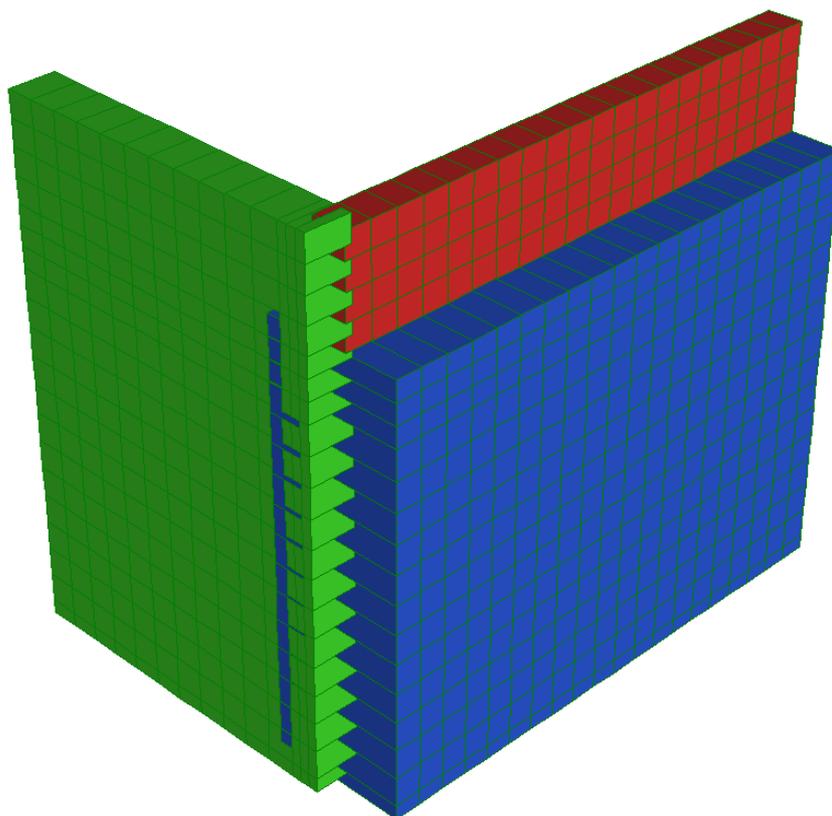


In considerazione dei rapporti dimensionali caratterizzanti il paraghiaia della spalla in oggetto, come funzionamento dimensionante, è assunto lo schema statico di mensola verticale incastrata alla base sul fusto. Nella direzione ortogonale verrà comunque disposta idonea armatura atta a garantire un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

5.4.2 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.

5.4.3 Platea di fondazione

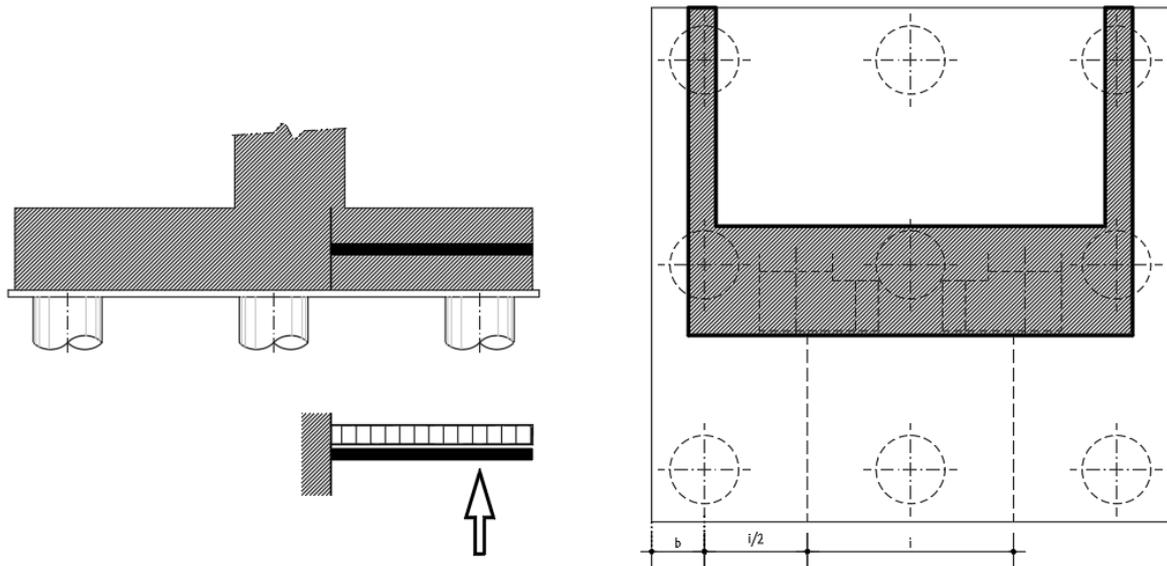
Il plinto, in direzione longitudinale, è una struttura tozza nel quale si formano flussi di tensioni di compressione nel calcestruzzo e flussi di tensioni di trazione che si ipotizzano localizzati nelle armature. La verifica è svolta applicando il criterio tirante-puntone calcolando la tensione massima sulle barre di armatura inferiori esistenti e confrontandola con le tensioni ammissibili.

La biella significativa, in corrispondenza del palo d'angolo più sollecitato, congiunge la testa del palo con la sezione di incastro del fusto.

La sezione resistente viene valutata considerando una diffusione con un angolo a 45° e limitando la sua larghezza all'interasse tra i pali e al bordo della platea.

Il comportamento della platea in direzione trasversale è riconducibile allo schema di trave a mensola vincolata in corrispondenza dell'incastro con lo spiccato fusto. La mensola 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.

5.4.4 Pali di fondazione

Per quanto riguarda i criteri di calcolo impiegati per le analisi, il dimensionamento e la determinazione della capacità portante delle palificate si rimanda alla specifica Relazione Geotecnica.

6 CRITERI DI VERIFICA

6.1 Verifiche SLU

6.1.1 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.

6.1.2 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).

6.1.2.1 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).

6.1.2.2 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} .

6.2 Verifiche SLE

6.2.1 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 6.1 – 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 6.2 – 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:

$$w_d = 1.7 w_m,$$

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 2009, 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} ,

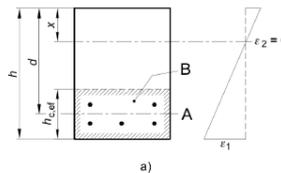
ρ_{eff} è pari ad $A_s/A_{c,eff}$,

$A_{c,eff}$ 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,

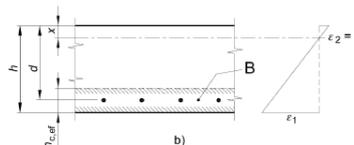
k_t è un fattore dipendente dalla durata del carico.

Legenda

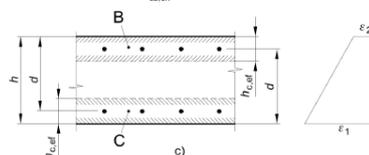
- a) Trave
A Livello del baricentro dell’acciaio
B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$



- b) Piastra
B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$



- c) Elemento in trazione
B Area tesa efficace di estradosso, $A_{c,et,eff}$
C Area tesa efficace di intradosso, $A_{c,ib,eff}$



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

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

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,

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_a
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	-

6.2.2 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:

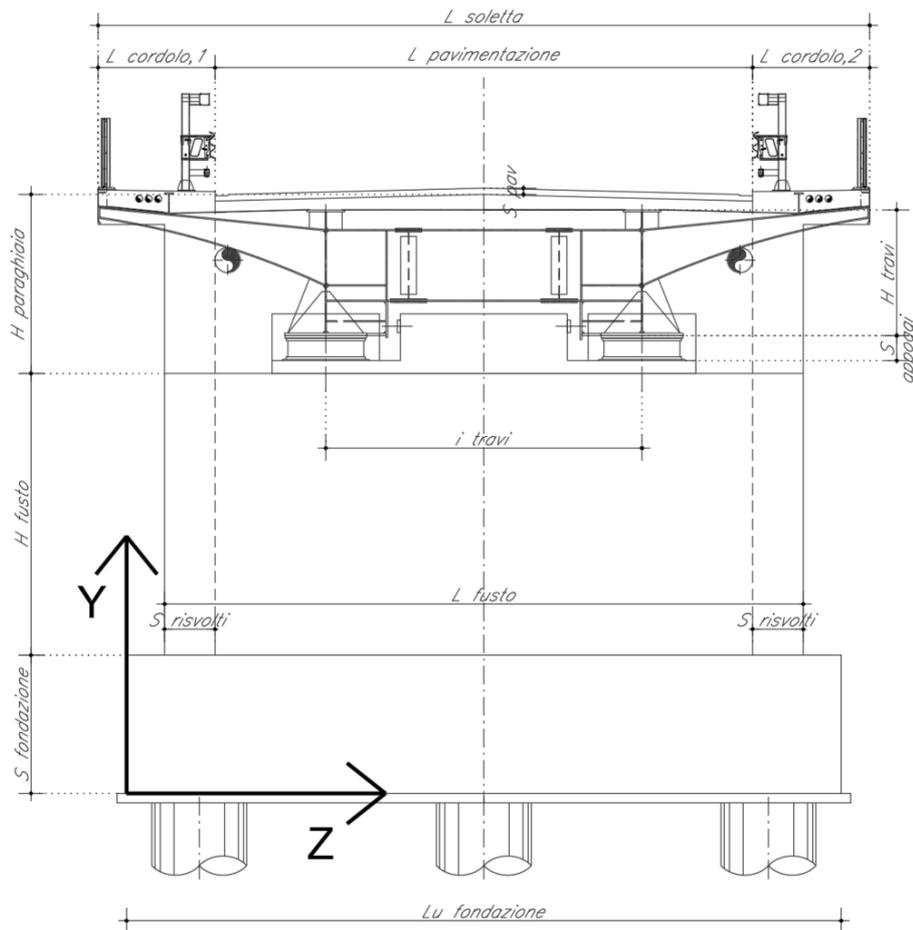
- Per le strutture di elevazione $f_{ck} = 32$ MPa da cui:
 - $\sigma_c < 0.60 f_{ck} = 19.2$ MPa per combinazione caratteristica (rara),
 - $\sigma_c < 0.45 f_{ck} = 14.4$ MPa per combinazione quasi permanente.
- Per le strutture di fondazione e per i pali di fondazione $f_{ck} = 25$ MPa da cui:
 - $\sigma_c < 0.60 f_{ck} = 15$ 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

7 ANALISI DELLA SPALLA

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.

7.1 Sistema di riferimento

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



GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

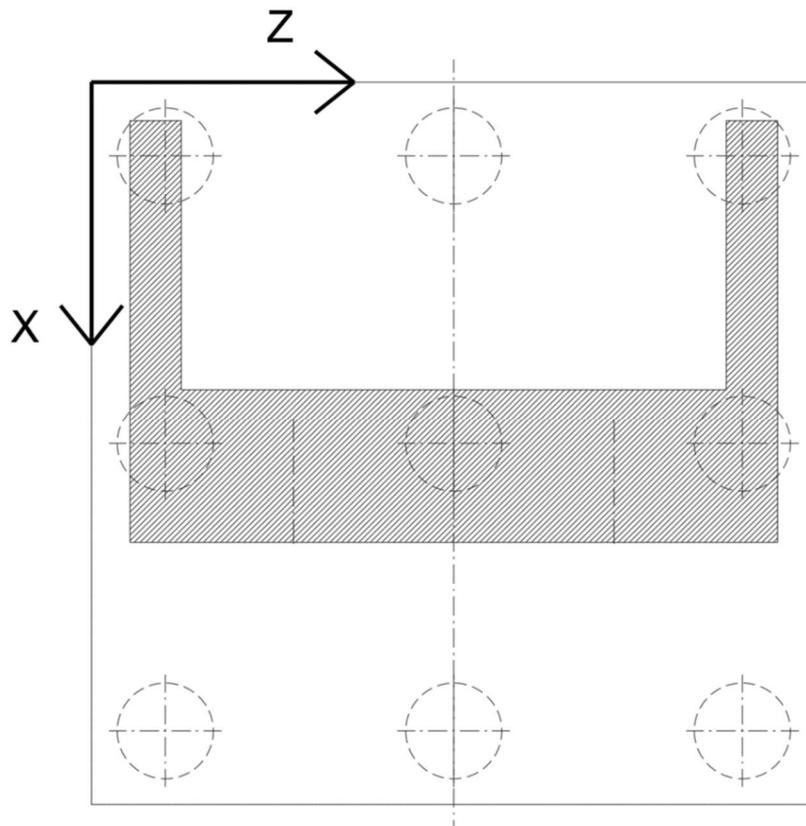
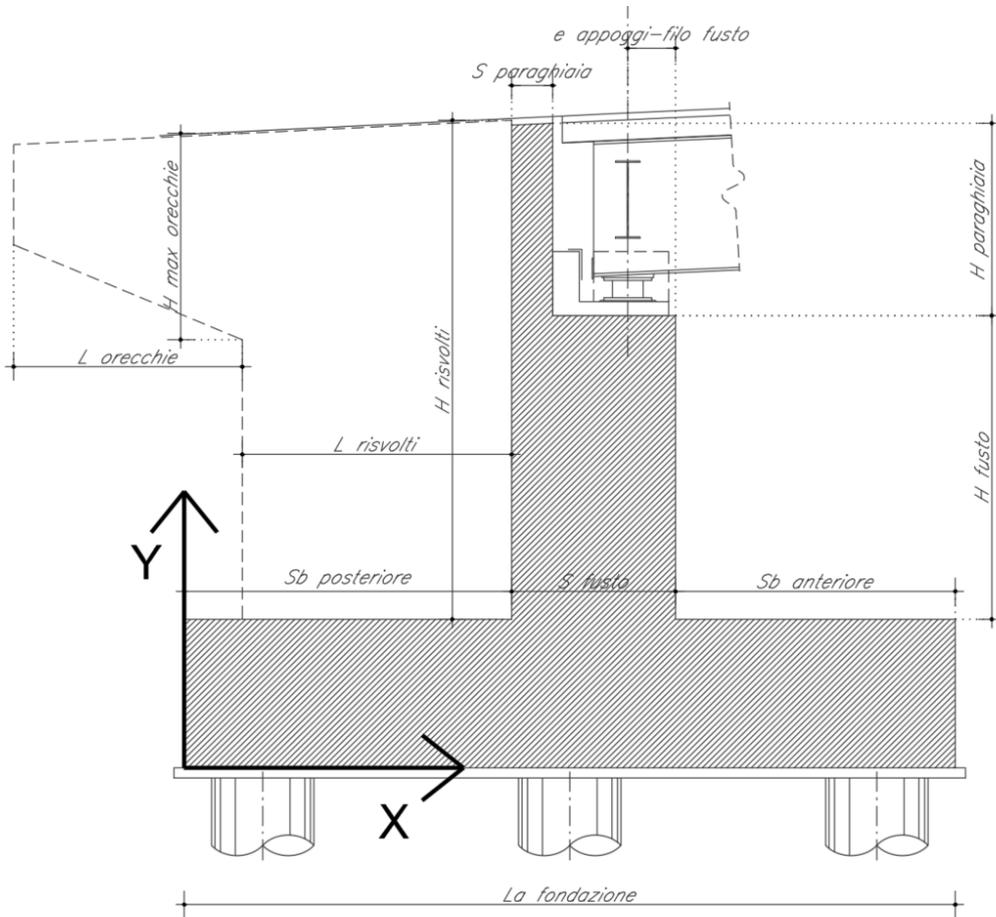
Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 6 002

Rev.
A

Foglio
36 di 116



7.2 Dati di input

7.2.1 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	2,00
Lunghezza impalcato (m)	L _{impalcato}	50,40
Interasse travi (m)	i _{travi}	13,75
Altezza travi in corrispondenza dell'appoggio (m)	H _{travi}	2,20
Interasse appoggi (m)	i _{appoggi}	50,40
Lunghezza di afferenza alla spalla (m)	L _{afferenza(spalla)}	25,20
Larghezza pavimentazione (m)	L _{pavimentazione}	9,50
Spessore pavimentazione (m)	S _{pavimentazione}	0,10
Larghezza soletta (m)	L _{soletta}	13,73
Larghezza carreggiata (m)	L _{carreggiata}	9,50
Spessore medio soletta (m)	S _{soletta}	0,23
Larghezza cordolo n° 1 -a maggior z- (m)	L _{cordolo,1}	2,125
Larghezza cordolo n° 2 -a minor z- (m)	L _{cordolo,2}	2,125
Altezza max cordoli (m)	H _{max,cordoli}	0,24
Altezza media cordoli (m)	H _{media,cordoli}	0,20

Dati relativi agli appoggi ed alla curvatura impalcato

Spessore apparecchi di appoggio della spalla (m)	S _{appoggi}	0.30
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}	0.00
Azione d'attrito sugli appoggi in % sui carichi permanenti	a%	0.00

7.2.2 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}	7,30
Spessore fusto spalla (m)	S_{fusto}	2,60
Lunghezza fusto spalla (m)	L_{fusto}	18,57
Eccentricità trasversale fusto rispetto alla platea (m)	$e_{\text{fusto-spalla}}$	0,39
Altezza media paraghiaia (m)	$H_{\text{paraghiaia}}$	1,72
Spessore paraghiaia (m)	$S_{\text{paraghiaia}}$	0,60
Altezza risvolti (m)	H_{risvolti}	9,02
Lunghezza risvolti (m)	L_{risvolti}	2,21
Spessore medio risvolti (m)	S_{risvolti}	0,60
Altezza massima orecchie (m)	H_{orecchie}	0,00
Lunghezza massima orecchie (m)	L_{orecchie}	0,00
Spessore medio orecchie (m)	S_{orecchie}	0,00

Dati relativi alla platea di fondazione

Lunghezza platea di fondazione (m)	$L_{\text{fondazione}}$	19,50
Larghezza platea di fondazione -lungo asse stradale- (m)	$L_{\text{a fondazione}}$	7,50
Sbalzo anteriore (m)	$S_{\text{b anteriore}}$	3,05
Sbalzo posteriore (m)	$S_{\text{b posteriore}}$	1,85
Spessore platea (m)	$S_{\text{fondazione}}$	2,20

Dati relativi alla palificata di fondazione

Numero di pali	n° pali	10,00
Diametro pali (m)	D pali	1,50

7.3 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.

7.3.1 Carichi permanenti

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

	Peso unitario			Larghezza [m]	Spessore [m]	Numero [-]	Carico lineare [kN/m]
	[kN/m ³]	[kN/m ²]	[kN/m]				
Peso struttura in acciaio		4.00		13.75		=	55.00
Peso soletta	25.00			13.75	0.23	=	79.06
Totale strutturali							134.06
Pavimentazione		2.40		9.50		=	22.80
Cordolo 1	25.00			2.125	0.20	1 =	10.63
Cordolo 2	25.00			2.125	0.20	1 =	10.63
Barriere sicurezza e parapetto			3.00			2 =	6.00
Totale Permanenti Portati							50.06
Totale							184.12

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

% afferenza carico verticale alla spalla fissa	50,00 %
Luce campata 1 adiacente a spalla fissa	50,40 m
Peso afferente alla spalla per unità di lunghezza	185 kN/m

N/metro	185 kN/m	SPICCATO FUSTO
N	4.662 kN	
e _{trav, appoggio}	0,00 m	
M _{trav}	0,00 kNm	
e _{long, appoggio}	0,60 m	
M _{long}	2.797 kNm	

N/metro	185 kN/m	INTRADOSSO FONDAZIONE
N	4.662 kN	
e _{trav, appoggio}	0,34 m	
M _{trav}	1.594 kNm	
e _{long, appoggio}	-0,33 m	
M _{long}	-1.552 kNm	

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 6 002Rev.
AFoglio
40 di 116

7.3.2 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		0,50
Q_{ik} [kN] afferente a spalla	300	300	200	200	100	100	
Ascissa Tandem [m]	9,00	7,00	6,00	4,00	3,00	1,00	
<i>Rispetto a baricentro spiccato fusto:</i>							
Momento trasv. da carico tandem [kNm]	1.272,00	672,00	248,00	-152,00	-176,00	-376,00	
<i>Rispetto a baricentro palificata:</i>							
Momento trasv. da carico tandem [kNm]	1.374,60	774,60	316,40	-83,60	-141,80	-341,80	
q_{ik} [kN/m ²]	9,00		2,50		2,50		2,50
q_{ik} [kN] afferente a spalla	680,40		189,00		189,00		31,50
Ascissa colonna di carico [m]	8,00		5,00		2,00		0,25
<i>Rispetto a baricentro spiccato fusto:</i>							
Momento trasv. da carico distr. [kNm]	2.204,50		45,36		-521,64		-142,07
<i>Rispetto a baricentro palificata:</i>							
Momento trasv. da carico distr. [kNm]	2.437,19		110,00		-457,00		-131,29

CARICHI VERTICALI DA FOLLA

q_{fk}	2,50 kN/m ²
Largh. pedonale 1	1,65 m
Largh. pedonale 2	1,65 m
$q_{fk,1}$	4,13 kN/m
$q_{fk,2}$	4,13 kN/m
$F_{marciapiede 1}$	104 kN
$F_{marciapiede 2}$	104 kN
$Z_{folla,marciapiede 1}$	-0,67 m
$Z_{folla,marciapiede 2}$	10,33 m

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 6 002Rev.
AFoglio
41 di 116

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}	2.290 kN	SPICCATO FUSTO
N_{folla}	208 kN	
N_{tot}	2.498 kN	
$M_{\text{trasv,traffico}}$	3.074 kNm	
$M_{\text{trasv,folla}}$	15 kNm	
$M_{\text{trasv,tot}}$	3.089 kNm	
$M_{\text{long,traffico}}$	1.374 kNm	
$M_{\text{long,folla}}$	125 kNm	
$M_{\text{long,tot}}$	1.499 kNm	
N_{traffico}	2.290 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
N_{folla}	208 kN	
N_{tot}	2.498 kN	
$M_{\text{trasv,traffico}}$	3.857 kNm	
$M_{\text{trasv,folla}}$	615 kNm	
$M_{\text{trasv,tot}}$	5.326 kNm	
$M_{\text{long,traffico}}$	-763 kNm	
$M_{\text{long,folla}}$	-69 kNm	
$M_{\text{long,tot}}$	-832 kNm	

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 6 002Rev.
AFoglio
42 di 116

7.3.3 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		
$T_{\text{long,frenatura}}$	248,04 kN	SPICCATO FUSTO
e_{vert}	7,90 m	
e_{trasv}	0,00 m	
$M_{\text{long,frenatura}}$	1.960 kNm	
$M_{\text{torc,frenatura}}$	0,00 kNm	
$T_{\text{long,frenatura}}$	248,04 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
e_{vert}	10,10 m	
e_{trasv}	0,34 m	
$M_{\text{long,frenatura}}$	2.505 kNm	
$M_{\text{torc,frenatura}}$	84,83 kNm	

7.3.4 Azione centrifuga

Essendo l'asse viario rettilineo l'azione centrifuga risulta nulla.

7.3.5 Variazione termica

Variazione termica uniforme di progetto 30.000 °C

Fattore moltiplicativo k appoggi per bassi spostamenti 2.00

T_{long}	119 kN	SPICCATO FUSTO
e_{vert}	7,90 m	
e_{trasv}	0,00	
M_{long}	940 kNm	
M_{torc}	0,00 kNm	

T_{long}	119 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
e_{vert}	10,10 m	
e_{trasv}	0,34	
M_{long}	1.202 kNm	
M_{torc}	40,71 kNm	

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 6 002Rev.
AFoglio
43 di 116**7.3.6 Azione del vento**

Pressione vento	2.50 kPa
L 1° campata	50.40 m
% afferenza carico vento alla spalla	50.00 %
H impalcato	1.30 m
H barriera	3.00 m

T _{trasv}	271 kN	SPICCATO FUSTO
e _{vert}	7,9 m	
e _{long}	0,6 m	
M _{trasv}	2.723 kNm	
M _{torc}	163 kNm	

T _{trasv}	271 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
e _{vert}	10,1 m	
e _{long}	-0,3 m	
M _{trasv}	3.319 kNm	
M _{torc}	-90 kNm	

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 6 002Rev.
AFoglio
44 di 116

7.3.7 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	1424 anni
a_g	0,2310 g
a_{gv}	0,1500 g
F_0	2,4700
F_v	1,6100
T_c^*	0,2810 s
Categoria suolo	E
Categoria topografica	T1
S_t	1.0000
S_s	1.3686
S	1.369
C_c	1.9054
T_B	0.1797
T_c	0.5392
T_D	2.5280

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

Lunghezza totale ponte	50,40 m
Luce campata adiacente spalla fissa	50,40 m
m IMPALCATO TOTALE	950.458,72 kg
m IMPALCATO AFFERENTE A SPALLA FISSA	475.229,36 kg
% attrito	100,00 %
F SISMICA LONG	2.955,88 kN
% sisma in y (long.)	100.00 %
% sisma in x (trasv.)	30.00 %
% sisma in verticale	30.00 %

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 6 002Rev.
AFoglio
45 di 116

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

N	520,15 kN	SPICCATO FUSTO
T _{long}	852,80 kN	
T _{trav}	255,84 kN	
e _{vert}	7,90 m	
e _{trav}	0,00 m	
e _{long}	0,60 m	
M _{trav}	2.276,98 kNm	
M _{torc}	153,50 kNm	
M _{long}	7.049,21 kNm	

N	520,15 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
T _{long}	852,80 kN	
T _{trav}	255,84 kN	
e _{vert}	10,10 m	
e _{trav}	0,34 m	
e _x	-0,33 m	
M _{trav}	3.017,72 kNm	
M _{torc}	206,46 kNm	
M _{long}	8.440,07 kNm	

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 6 002Rev.
AFoglio
46 di 116

7.4 Azioni relative alla spalla

7.4.1 Peso proprio

Elemento strutturale	N (kN)	x _G (m)	y _G (m)
Paraghiaia	479	-3,00	10,36
Muri d'ala	299	-9,32	6,71
Orecchie	0	0,00	0,00
Fusto	8.811	-1,80	5,85
Plinto	8.044	-0,84	1,10

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

γ	25,00 kN/m ³	SPICCATO FUSTO
N	9.291 kN	
M _{long}	-575 kNm	
γ	25,00 kN/m ³	INTRADOSSO FONDAZIONE
N	17.633 kN	
M _{long}	-11.553 kNm	
M _{trasv}	5.173 kNm	

7.4.2 Forze inerziali degli elementi della spalla

	Rispetto base fusto	Rispetto intradosso fondazione		
N	479,11	479,11	kN	PARAGHIAIA
Massa paraghiaia	48.838,53	48.838,53	kg	
T _{long}	151,89	151,89	kN	
e _{vert,paraghiaia}	8,16	10,36	m	
M _{long,paraghiaia}	1.239,38	1.573,53	kNm	
T _{trav}	45,57	45,57	kN	
M _{trav}	371,82	472,06	kNm	

N		299,01	kN	MURI D'ALA
Massa muri d'ala		30.480,43	kg	
T _{long}		94,79	kN	
e _{vert,muri d'ala}		6,71	m	
M _{long,muri d'ala}		636,06	kNm	
T _{trav}		28,44	kN	
M _{trav}		190,82	kNm	

N	8.811,47	8.811,47	kN	FUSTO
Massa fusto	898.212,54	898.212,54	kg	
T _{long}	2.793,39	2.793,39	kN	
e _{vert,fusto}	3,65	5,85	m	
M _{long,fusto}	10.195,89	16.341,36	kNm	
T _{trav}	838,02	838,02	kN	
M _{trav}	3.058,77	4.902,41	kNm	

N		8.043,75	kN	PLINTO
Massa plinto		819.954,13	kg	
T _{long}		2.550,01	kN	
e _{vert,plinto}		1,10	m	
M _{long,plinto}		2.805,02	kNm	
T _{trav}		765,00	kN	
M _{trav}		841,50	kNm	

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 6 002Rev.
AFoglio
48 di 116

Massa totale	947.051,07 kg	SPICCATO FUSTO
N _{sismica}	418,08 kN	
T _{long}	2.945,28 kN	
M _{long,plinto}	11.409,40 kNm	
T _{trasv}	883,58 kN	
M _{trasv}	3.430,58 kNm	
Massa totale	1.797.485,63 kg	INTRADOSSO FONDAZIONE
N _{sismica}	793,50 kN	
T _{long}	5.590,09 kN	
M _{long,plinto}	20.836,06 kNm	
T _{trasv}	1.677,03 kN	
M _{trasv}	6.406,79 kNm	

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 6 002Rev.
AFoglio
49 di 116

7.4.3 Spinta delle terre

7.4.3.1 Spinta statica del terreno di monte

SPINTA RIPOSO TERRENO DI MONTE

$\phi\kappa$ [°]	$\phi\kappa$ [rad]	$\text{tg}(\phi\kappa)$
38.00	0.66	0.78

M1

K_0	0.38
γ	20.00 kN/m ³
$H_{\text{MEDIA PARAGHIAIA}}$	1,72 m
H_{FUSTO}	7,30 m
H_{PLINTO}	2,20 m
$H_{\text{media(spalla)}}$	11,22 m
$B_{\text{terreno imbarcato}}$	1,85 m
θ	0,00 °
$X_{\text{G,terreno imbarcato(MONTE)}}$	-4,01 m
$X_{\text{G,terreno imbarcato(VALLE)}}$	1,82 m
$X_{\text{G,PALIFICATA}}$	-0,87 m

Paraghiaia

$L_{\text{PARAGHIAIA}}$	18,57 m
$H_{\text{PARAGHIAIA}}$	1,72 m
$S_{\text{PARAGHIAIA}}$	211 kN
$Y_{\text{S.PARAGHIAIA}}$	10,07 m

Fusto

L_{FUSTO}	18,57 m
H_{FUSTO}	7,30 m
S_{FUSTO}	5.596 kN
$Y_{\text{S.FUSTO}}$	5,02 m

Plinto

L_{PLINTO}	19,50 m
H_{PLINTO}	2,20 m
S_{PLINTO}	3.337 kN
$Y_{\text{S.PLINTO}}$	1,06 m

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 6 002Rev.
AFoglio
50 di 116

$T_{\text{long,spinta}}$	5.807 kN	SPICCATO FUSTO
$M_{\text{long,spinta}}$	17.459 kNm	
$N_{\text{terreno imbarcato}}$	0 kN	
$M_{\text{long,terreno imbarcato}}$	0 kNm	
N_{tot}	0 kN	
$T_{\text{long,tot}}$	5.807 kN	
$M_{\text{long,tot}}$	17.459 kNm	
$T_{\text{long,spinta}}$	9.144 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
$M_{\text{long,spinta}}$	33.772 kNm	
$N_{\text{terreno imbarcato}}$	7.458 kN	
$M_{\text{long,terreno imbarcato}}$	-16.506 kNm	
N_{tot}	7.458 kN	
$T_{\text{long,tot}}$	9.144 kN	
$M_{\text{long,tot}}$	17.266 kNm	

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 6 002Rev.
AFoglio
51 di 116**SPINTA ATTIVA TERRENO DI MONTE**

$\phi\kappa$ [°]	$\phi\kappa$ [rad]	$\text{tg}(\phi\kappa)$
38.00	0.66	0.78

M1

K_a	0,24
γ	20,00 kN/m ³
$H_{\text{MEDIA PARAGHIAIA}}$	1,72 m
H_{FUSTO}	7,30 m
H_{PLINTO}	2,20 m
$H_{\text{media(spalla)}}$	11,22 m
$B_{\text{terreno imbarcato}}$	1,85 m
θ	0,00 °
X G,terreno imbarcato	-4,01 m
X G,terreno imbarcato(VALLE)	1,82 m
X G.PALIFICATA	-0,87 m

Paraghiaia

L PARAGHIAIA	18,57 m
H PARAGHIAIA	7,30 m
S PARAGHIAIA	3.463 kN
Y S,PARAGHIAIA	5,02 m

Fusto

L FUSTO	7,30 m
H FUSTO	3.463 m
S FUSTO	5,02 kN
Y S,FUSTO	18,57 m

Plinto

L PLINTO	19,50 m
H PLINTO	2,20 m
S PLINTO	2.066 kN
Y S,PLINTO	1,06 m

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 6 002Rev.
AFoglio
52 di 116

$T_{\text{long,spinta}}$	3.594 kN	SPICCATO FUSTO
$M_{\text{long,spinta}}$	10.806 kNm	
$N_{\text{terreno imbarcato}}$	0 kN	
$M_{\text{long,terreno imbarcato}}$	0 kNm	
N_{tot}	0 kN	
$M_{\text{long,tot}}$	10.806 kNm	
$T_{\text{long,spinta}}$	5.660 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
$M_{\text{long,spinta}}$	20.903 kNm	
$N_{\text{terreno imbarcato}}$	7.458 kN	
$M_{\text{long,terreno imbarcato}}$	-16.506 kNm	
N_{tot}	7.458 kN	
$M_{\text{long,tot}}$	4.397 kNm	

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 6 002Rev.
AFoglio
53 di 1167.4.3.2 Traffico a tergo spalla

M1	
K0	0,38
q TRAFFICO	30,00 kN/m ²
H SPALLA	11,22 m
B PLINTO	7,50 m
H PLINTO	2,20 m
B TERRENO IMBARCATO	1,85 m
X G.TERRENO IMBARCATO	-4,01 m
L PARAGHIAIA	18,57 m
X G.PALIFICATA	-0,87 m

N	0 kN	SPICCATO FUSTO
T _{long}	1.931 kN	
M _{long}	8.710 kNm	

N	1.031 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
T _{long}	2.402 kN	
M _{long}	12.304 kNm	

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 6 002Rev.
AFoglio
54 di 1167.4.3.3 Sovrappinta sismica del terreno di monte

$\phi\kappa$ [°]	$\phi\kappa$ [rad]	$\text{tg}(\phi\kappa)$
38.00	0.66	0.78

M1	
$H_{\text{media(spalla)}}$	11,22 m
γ	20,00 kN/m ³
K_a	0,24
k_h	0,32
k_v	0,16
θ	15,30 °
α	90,00 °
β	0,00 °
δ	0,00 °
$K_{a,e}$	0,41
S_e	595,96 kN/m
S_a	299,47 kN/m
$\Delta\Sigma$	296,50 kN/m
$q_{\Delta\Sigma}$	26,43 kN/m/m
<u>Paraghiaia</u>	
$L_{\text{PARAGHIAIA}}$	18,57 m
$H_{\text{PARAGHIAIA}}$	1,72 m
$\Delta\Sigma_{e,\text{PARAGHIAIA}}$	844 kN
$y_{S_e,\text{PARAGHIAIA}}$	10,36 m
$M_{\text{long,PARAGHIAIA}}$	8.744 kNm
<u>Fusto</u>	
L_{FUSTO}	18,57 m
H_{FUSTO}	7,30 kN
$\Delta\Sigma_{e,\text{FUSTO}}$	3.582 kN
$y_{S_e,\text{FUSTO}}$	5,85 m
$M_{\text{long,FUSTO}}$	20.956 kNm
<u>Plinto</u>	
L_{PLINTO}	19,50 m
H_{PLINTO}	2,20 m
$\Delta\Sigma_{e,\text{PLINTO}}$	1.134 kN
$y_{S_e,\text{PLINTO}}$	1,10 m
$M_{\text{long,PLINTO}}$	1.247 kNm

$T_{\text{long,spinta}}$	4.426 kN	SPICCATO FUSTO
$M_{\text{long,spinta}}$	19.963 kNm	
$T_{\text{long,spinta}}$	5.560 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
$M_{\text{long,spinta}}$	30.948 kNm	

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 6 002Rev.
AFoglio
55 di 1167.4.3.4 Forse inerziali del terreno imbarcato

Massa terreno imbarcato	582.989,91 kg	SPICCATO FUSTO
$T_{long,SISMICA}$	1.813,07 kN	
y_G	4,59 m	
$M_{long,SISMICA}$	8.312,92 kNm	
$T_{trav,SISMICA}$	543,92 kN	
$M_{trav,SISMICA}$	2.493,88 kNm	
$N_{SISMICA}$	0,00 kN	
X_G	-2,21 m	
$M_{long,SISMICA}$	0,00 kNm	INTRAD. FONDAZIONE
Massa terreno imbarcato	760.267,03 kg	
$T_{long,SISMICA}$	2.364,39 kN	
$y_{G,terreno\ imbarcato\ MONTE}$	6,79 m	
$y_{G,terreno\ imbarcato\ VALLE}$	2,70 m	
$M_{long,SISMICA}$	13.987,43 kNm	
$T_{trav,SISMICA}$	709,32 kN	
$M_{trav,SISMICA}$	4.812,72 kNm	
$N_{SISMICA}$	335,62 kN	
X_G	-3,14 m	
$M_{long,SISMICA}$	-1.054,85 kNm	

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 6 002Rev.
AFoglio
56 di 116

7.5 Sollecitazioni a spiccato fusto

7.5.1 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	4.662	-	2.797	-	0	-
Inerzia sismica impalcato	520	853	7.049	256	2.277	154
Traffico impalcato	2.498	-	1.499	-	3.089	-
Frenatura e centrifuga	-	248	1.960	0	0	0
DT	-	119	940	-	-	0
Attrito	-	0	0	-	-	0
Vento	-	-	-	271	2.723	163
P.P. spalla	9.291	-	-575	-	-	-
Inerzia sismica spalla	418	2.945	11.409	884	3.431	-
Terreno imbarcato	0	-	0	-	-	-
Spinta statica terre a riposo	-	5.807	17.459	-	-	-
Spinta statica terre attiva	-	3.594	10.806	-	-	-
Sovraspinta sismica terre	-	4.426	19.963	-	-	-
Inerzia sismica terreno imbarcato	0	1.813	8.313	544	2.494	-
Traffico tergo spalla	0	1.931	8.710	-	-	-

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 6 002Rev.
AFoglio
57 di 116

7.5.2 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]	18.836	18.836	18.836	18.836	18.836	18.836	22.208	22.208	21.359	21.359	21.359
T long [kN]	7.982	7.925	10.532	10.532	8.968	9.025	7.925	8.968	10.532	8.260	9.303
M long [kNm]	27.698	27.247	39.006	39.006	31.951	32.402	29.270	33.974	40.519	31.406	36.110
T trasv [kN]	0	406	0	244	406	244	244	244	244	244	244
M trasv [kNm]	0	4.084	0	2.450	4.084	2.450	6.620	6.620	5.570	5.570	5.570
M torc [kNm]	0	244	0	146	244	146	146	146	146	146	146

COMBO SLE - RARE											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
N [kN]	13.953	13.953	13.953	13.953	13.953	13.953	16.450	16.450	15.826	15.826	15.826
T long [kN]	5.926	5.878	7.810	7.810	6.651	6.698	5.878	6.651	7.810	6.126	6.899
M long [kNm]	20.622	20.246	28.956	28.956	23.730	24.106	21.744	25.228	30.080	23.329	26.813
T trasv [kN]	0	271	0	163	271	163	163	163	163	163	163
M trasv [kNm]	0	2.723	0	1.634	2.723	1.634	4.722	4.722	3.950	3.950	3.950
M torc [kNm]	0	163	0	98	163	98	98	98	98	98	98

COMBO SLE - FREQUENTE				
	1	2	3	4
N [kN]	13.953	13.953	13.953	15.826
T long [kN]	5.878	6.639	5.866	5.866
M long [kNm]	20.246	23.636	20.152	21.276
T trasv [kN]	0	0	54	0
M trasv [kNm]	0	0	545	2.317
M torc [kNm]	0	0	33	0

COMBO SLE - QP	
	1
N [kN]	13.953
T long [kN]	5.866
M long [kNm]	20.152
T trasv [kN]	0
M trasv [kNm]	0
M torc [kNm]	0

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 6 002

Rev.
A

Foglio
58 di 116

**COMBO
SLV**

1

N [kN]	14.891
T long [kN]	13.691
M long [kNm]	60.233
T trasv [kN]	1.683
M trasv [kNm]	8.201
M torc [kNm]	154

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 6 002Rev.
AFoglio
59 di 116

7.5.3 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]	1.084	1.084	1.084	1.084	1.084	1.084	1.279	1.279	1.230	1.230	1.230
T long [kN]	460	456	606	606	516	520	456	516	606	476	536
M long [kNm]	1.595	1.569	2.246	2.246	1.839	1.865	1.685	1.956	2.333	1.808	2.079

COMBO SLE - RARE											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
N [kN]	803	803	803	803	803	803	947	947	911	911	911
T long [kN]	341	338	450	450	383	386	338	383	450	353	397
M long [kNm]	1.187	1.166	1.667	1.667	1.366	1.388	1.252	1.452	1.732	1.343	1.544

COMBO SLE - FREQUENTE				
	1	2	3	4
N [kN]	803	803	803	911
T long [kN]	338	382	338	338
M long [kNm]	1.166	1.361	1.160	1.225

COMBO SLE - QP	
	1
N [kN]	803
T long [kN]	338
M long [kNm]	1.160

COMBO SLV	
	1
N [kN]	857
T long [kN]	788
M long [kNm]	3.468

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 6 002Rev.
AFoglio
60 di 116

7.6 Sollecitazioni sulla palificata di fondazione

7.6.1.1 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	4.662	-	-1.552	-	1.594	-
Inerzia sismica impalcato	520	853	8.440	256	3.018	206
Traffico impalcato	2.498	-	-832	-	5.326	-
Frenatura e centrifuga	-	248	2.505	0	0	85
DT	-	119	1.202	-	-	41
Attrito	-	0	0	-	-	0
Vento	-	-	-	271	3.319	-90
P.P. spalla	17.633	-	-11.553	-	5.173	-
Inerzia sismica spalla	794	5.590	20.836	1.677	6.407	-
Terreno imbarcato	7.458	-	-16.506	-	-	-
Spinta statica terre a riposo	-	9.144	33.772	-	-	-
Spinta statica terre attiva	-	5.660	20.903	-	-	-
Sovraspinta sismica terre	-	5.560	30.948	-	-	-
Inerzia sismica terreno imbarcato	336	2.364	12.933	709	4.813	-
Traffico tergo spalla	1.031	2.402	12.304	-	-	-

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 6 002Rev.
AFoglio
61 di 116

7.6.1.2 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]	40.167	40.167	41.559	41.559	40.724	40.724	43.539	44.096	44.081	42.690	43.247
T long [kN]	12.487	12.430	15.673	15.673	13.727	13.785	12.430	13.727	15.673	12.765	14.062
M long [kNm]	7.058	6.481	23.092	23.092	13.126	13.703	5.358	12.003	22.252	9.023	15.668
T trasv [kN]	0	406	0	244	406	244	244	244	244	244	244
M trasv [kNm]	9.136	14.114	9.136	12.123	14.114	12.123	19.313	19.313	17.503	17.503	17.503
M torc [kNm]	49	-106	29	-52	-106	-32	-52	-52	-52	63	63

COMBO SLE RARA											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
N [kN]	29.754	29.754	30.784	30.784	30.166	30.166	32.251	32.664	32.658	31.627	32.039
T long [kN]	9.263	9.215	11.618	11.618	10.176	10.224	9.215	10.176	11.618	9.463	10.424
M long [kNm]	5.362	4.881	17.186	17.186	9.803	10.284	4.049	8.971	16.562	6.763	11.684
T trasv [kN]	0	271	0	163	271	163	163	163	163	163	163
M trasv [kNm]	6.768	10.086	6.768	8.759	10.086	8.759	14.085	14.085	12.753	12.753	12.753
M torc [kNm]	41	-66	24	-30	-66	-13	-30	-30	-30	55	55

COMBO SLE FREQUENTE				
	1	2	3	4
N [kN]	29.754	30.166	29.754	31.627
T long [kN]	9.215	10.164	9.204	9.204
M long [kNm]	4.881	9.683	4.761	4.137
T trasv [kN]	0	0	54	0
M trasv [kNm]	6.768	6.768	7.431	10.762
M torc [kNm]	24	20	2	20

COMBO SLE - QP	
	1
N [kN]	29.754
T long [kN]	9.204
M long [kNm]	4.761
T trasv [kN]	0
M trasv [kNm]	6.768
M torc [kNm]	20

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 6 002

Rev.
A

Foglio
62 di 116

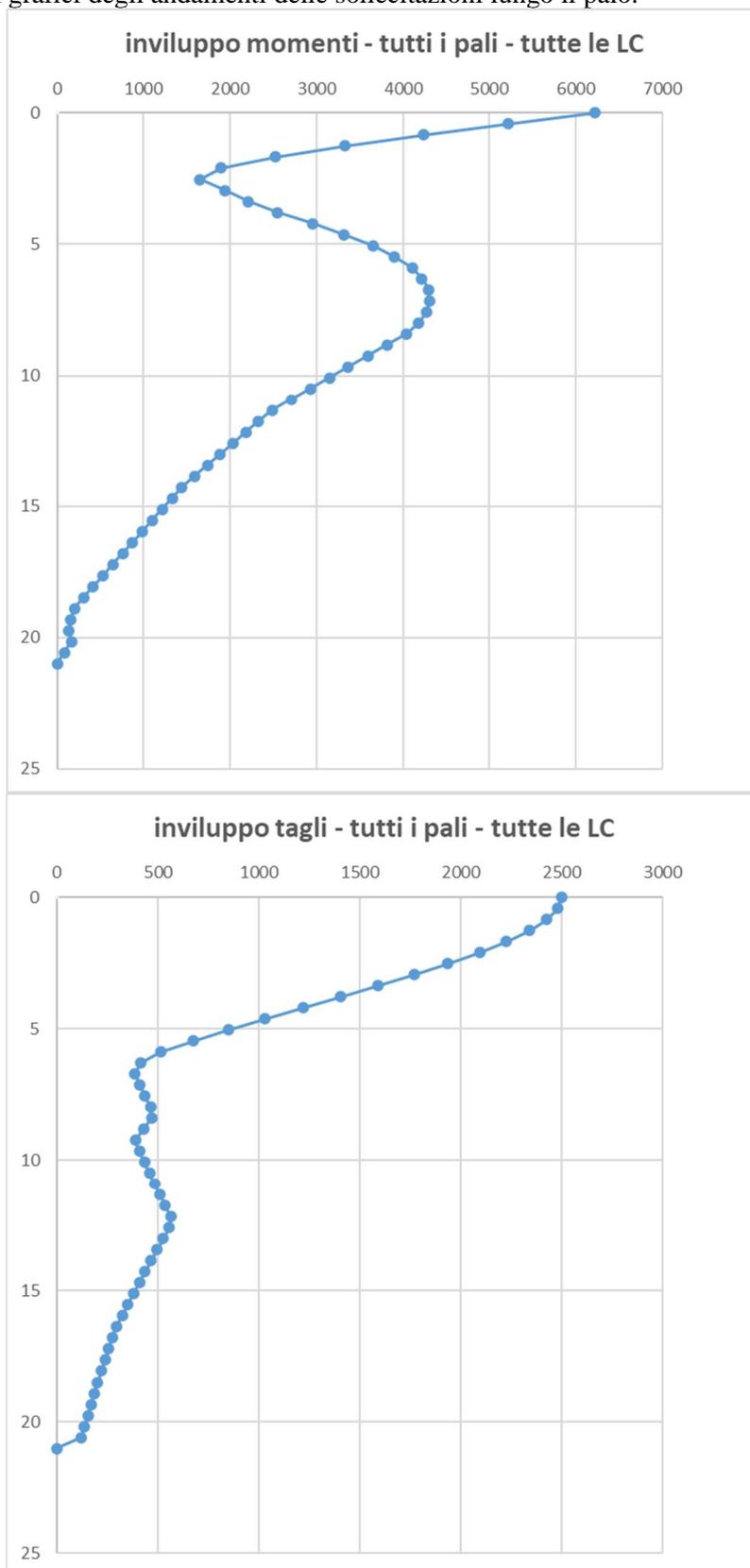
**COMBO
SLV**

1

N [kN]	31.403
T long [kN]	20.086
M long [kNm]	65.048
T trasv [kN]	2.642
M trasv [kNm]	21.005
M torc [kNm]	227

7.7 Sollecitazione sui pali di fondazione

Si riportano di seguito i grafici degli andamenti delle sollecitazioni lungo il palo:



GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 6 002Rev.
AFoglio
64 di 116

Le massime sollecitazioni risultano in corrispondenza della sezione di testa del palo, si riportano pertanto le azioni in testa a ciascun palo:

Azioni assiale a testa palo (kN)

Comb.	Palo 1	Palo 2	Palo 3	Palo 4	Palo 5	Palo 6	Palo 7	Palo 8	Palo 9	Palo 10
SLU 1	-3119	-3310	-3502	-4532	-4723	-4915	-2928	-4341	-3693	-5106
SLU 2	-3148	-3408	-3669	-4365	-4625	-4886	-2888	-4104	-3929	-5146
SLU 3	-2659	-2905	-3150	-5162	-5407	-5652	-2414	-4916	-3396	-5898
SLU 4	-2666	-2954	-3242	-5070	-5358	-5646	-2378	-4782	-3529	-5934
SLU 5	-2957	-3240	-3522	-4623	-4905	-5188	-2674	-4340	-3805	-5471
SLU 6	-2934	-3190	-3446	-4698	-4954	-5210	-2678	-4442	-3702	-5466
SLU 7	-3523	-3838	-4153	-4555	-4870	-5185	-3208	-4240	-4468	-5500
SLU 8	-3332	-3669	-4006	-4813	-5150	-5487	-2994	-4475	-4344	-5825
SLU 9	-2950	-3300	-3649	-5167	-5517	-5867	-2600	-4817	-3999	-6216
SLU 10	-3321	-3625	-3928	-4610	-4913	-5217	-3017	-4306	-4232	-5521
SLU 11	-3130	-3456	-3782	-4867	-5193	-5520	-2804	-4541	-4108	-5846
SLE RA 1	-2306	-2448	-2590	-3360	-3503	-3645	-2164	-3218	-2732	-3787
SLE RA 2	-2328	-2516	-2704	-3246	-3434	-3622	-2141	-3059	-2892	-3810
SLE RA 3	-1967	-2149	-2331	-3825	-4007	-4189	-1785	-3643	-2513	-4371
SLE RA 4	-1972	-2182	-2392	-3764	-3975	-4185	-1762	-3554	-2603	-4395
SLE RA 5	-2187	-2391	-2596	-3437	-3642	-3846	-1983	-3233	-2800	-4051
SLE RA 6	-2169	-2356	-2543	-3490	-3677	-3864	-1982	-3304	-2730	-4051
SLE RA 7	-2606	-2837	-3067	-3383	-3613	-3844	-2376	-3152	-3298	-4074
SLE RA 8	-2465	-2712	-2959	-3574	-3821	-4068	-2218	-3327	-3206	-4315
SLE RA 9	-2182	-2439	-2695	-3836	-4093	-4349	-1926	-3580	-2952	-4605
SLE RA 10	-2457	-2680	-2902	-3424	-3646	-3868	-2235	-3201	-3124	-4090
SLE RA 11	-2316	-2555	-2793	-3614	-3853	-4092	-2077	-3376	-3032	-4331
SLE FR 1	-2321	-2462	-2603	-3348	-3489	-3630	-2180	-3207	-2743	-3770
SLE FR 2	-2183	-2340	-2497	-3536	-3693	-3850	-2027	-3379	-2654	-4007
SLE FR 3	-2326	-2476	-2626	-3325	-3474	-3624	-2177	-3175	-2776	-3774
SLE FR 4	-2536	-2722	-2909	-3417	-3603	-3790	-2349	-3230	-3095	-3976
SLE QP 1	-2325	-2465	-2606	-3345	-3485	-3626	-2185	-3205	-2746	-3766
SLV 1	629	-5	-639	-5641	-6276	-6910	1263	-5007	-1273	-7544

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



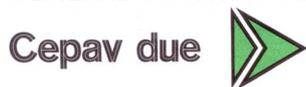
GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 6 002Rev.
AFoglio
65 di 116**Taglio a testa palo (kN)**

Comb.	Palo 1	Palo 2	Palo 3	Palo 4	Palo 5	Palo 6	Palo 7	Palo 8	Palo 9	Palo 10
SLU 1	970	970	969	1531	1530	1528	971	1532	964	1522
SLU 2	967	967	968	1524	1523	1522	966	1524	963	1515
SLU 3	1212	1210	1208	1930	1927	1923	1213	1933	1202	1915
SLU 4	1212	1211	1210	1930	1927	1924	1213	1933	1203	1915
SLU 5	1065	1065	1065	1686	1685	1683	1065	1687	1059	1675
SLU 6	1069	1068	1068	1693	1692	1690	1069	1695	1062	1682
SLU 7	967	968	969	1523	1523	1523	966	1523	961	1513
SLU 8	1065	1065	1066	1685	1685	1684	1064	1686	1057	1673
SLU 9	1212	1212	1211	1929	1927	1925	1213	1931	1203	1914
SLU 10	990	992	993	1565	1565	1566	989	1564	987	1558
SLU 11	1089	1090	1090	1727	1727	1727	1088	1728	1083	1718
SLE RA 1	720	719	719	1136	1135	1134	720	1137	715	1129
SLE RA 2	717	717	717	1130	1129	1129	716	1130	713	1123
SLE RA 3	898	897	896	1431	1428	1426	899	1433	891	1420
SLE RA 4	898	897	897	1430	1428	1426	899	1433	892	1420
SLE RA 5	789	789	789	1250	1249	1248	789	1251	785	1242
SLE RA 6	792	792	792	1256	1255	1254	793	1257	788	1248
SLE RA 7	717	717	718	1129	1129	1129	716	1129	712	1122
SLE RA 8	789	790	790	1249	1249	1248	789	1250	784	1240
SLE RA 9	898	898	898	1430	1428	1427	899	1432	891	1419
SLE RA 10	734	735	736	1160	1160	1161	733	1160	731	1155
SLE RA 11	807	808	808	1280	1280	1280	806	1281	803	1273
SLE FR 1	716	716	716	1130	1129	1128	717	1131	712	1123
SLE FR 2	788	787	787	1249	1247	1245	789	1250	782	1240
SLE FR 3	715	715	715	1128	1127	1126	716	1129	711	1121
SLE FR 4	716	716	716	1128	1127	1127	715	1128	710	1120
SLE QP 1	715	715	715	1128	1127	1126	716	1129	711	1121
SLV 1	1567	1574	1581	2469	2475	2481	1560	2464	1615	2500

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 6 002Rev.
AFoglio
66 di 116**Momento a testa palo (kNm)**

Comb.	Palo 1	Palo 2	Palo 3	Palo 4	Palo 5	Palo 6	Palo 7	Palo 8	Palo 9	Palo 10
SLU 1	1661	1660	1660	2451	2448	2446	1662	2453	1673	2459
SLU 2	1744	1745	1747	2533	2533	2532	1743	2534	1779	2563
SLU 3	1779	1776	1773	2709	2704	2698	1782	2714	1779	2704
SLU 4	1820	1818	1817	2753	2748	2744	1822	2757	1836	2761
SLU 5	1779	1779	1779	2627	2625	2623	1779	2629	1810	2652
SLU 6	1744	1744	1743	2593	2591	2588	1745	2596	1766	2610
SLU 7	1822	1825	1827	2617	2618	2618	1820	2616	1870	2659
SLU 8	1845	1846	1847	2702	2701	2700	1844	2702	1886	2737
SLU 9	1876	1875	1874	2819	2816	2813	1877	2823	1903	2840
SLU 10	1759	1762	1765	2562	2563	2565	1755	2560	1803	2602
SLU 11	1789	1791	1793	2653	2653	2653	1788	2653	1828	2687
SLE RA 1	1229	1229	1228	1814	1813	1811	1230	1816	1238	1821
SLE RA 2	1286	1286	1287	1870	1870	1869	1285	1871	1310	1890
SLE RA 3	1317	1315	1313	2006	2002	1999	1319	2010	1318	2003
SLE RA 4	1345	1343	1342	2035	2032	2029	1346	2039	1355	2041
SLE RA 5	1311	1311	1311	1940	1938	1937	1311	1941	1333	1956
SLE RA 6	1288	1287	1287	1917	1915	1913	1288	1919	1303	1928
SLE RA 7	1345	1347	1349	1934	1935	1935	1344	1934	1380	1965
SLE RA 8	1362	1363	1364	1997	1996	1996	1361	1998	1392	2022
SLE RA 9	1386	1385	1384	2085	2082	2080	1386	2087	1405	2099
SLE RA 10	1298	1301	1303	1894	1895	1896	1296	1892	1331	1923
SLE RA 11	1322	1323	1324	1961	1961	1961	1320	1961	1349	1985
SLE FR 1	1234	1233	1232	1817	1816	1814	1234	1819	1242	1823
SLE FR 2	1262	1261	1260	1889	1887	1884	1264	1892	1267	1891
SLE FR 3	1245	1244	1244	1829	1827	1826	1245	1830	1257	1837
SLE FR 4	1293	1293	1294	1881	1880	1879	1293	1881	1314	1898
SLE QP 1	1235	1234	1233	1818	1816	1815	1235	1820	1243	1824
SLV 1	4195	4211	4228	6010	6027	6045	4179	5993	4443	6221

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 6 002Rev.
AFoglio
67 di 116

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

SLU

Nmax (kN)	-2378
Nmin (kN)	-6216
Vmax (kN)	1933
Mmax (kN)	2840

SLV

Nmax (kN)	1263
Nmin (kN)	-7544
Vmax (kN)	2500
Mmax (kN)	6221

SLE RARA

Nmax (kN)	-1762
Nmin (kN)	-4605
Vmax (kN)	1433
Mmax (kN)	2099

SLE FREQUENTI

Nmax (kN)	-2027
Nmin (kN)	-4007
Vmax (kN)	1250
Mmax (kN)	1898

SLE QP

Nmax (kN)	-2185
Nmin (kN)	-3766
Vmax (kN)	1129
Mmax (kN)	1824

7.8 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.

$H_{\text{PARAGHIAIA}}$	1,79 m	Geometria
H_{SPALLA}	8,72 m	
$B_{\text{PARAGHIAIA}}$	0,6 m	
$B_{\text{PLINTO,MONTE}}$	4,2 m	
$y_{\text{G,PARAGHIAIA}}$	0,895 m	
A (Area)	1,074 m ²	Inerzia sismica
N/metro	26,85 KN	
Massa	2737,00 Kg	
$T_{\text{long,sismica}}$	8,51 KN	
$M_{\text{long,sismica}}$	7,62 KNm	
k_0	0,384	Spinta riposo terre
γ	20 kN/m ³	
$S_{\text{PARAGHIAIA}}$	12,31 kN	
$y_{\text{S,PARAGHIAIA}}$	0,60 m	
$T_{\text{long,riposo}}$	12,31 kN	
$M_{\text{long,riposo}}$	7,35 kNm	
k_a	0,238	Spinta attiva terre
γ	20 kN/m ³	
$S_{\text{PARAGHIAIA}}$	7,62 kN	
$y_{\text{S,PARAGHIAIA}}$	0,60 m	
$T_{\text{long,attiva}}$	7,62 kN	
$M_{\text{long,attiva}}$	4,55 kNm	
k_h	0,317	Sovraspinta sismica
k_v	0,159	
θ	15,30 °	
α	90 °	
β	0 °	
δ	0 °	
$K_{a,e}$	0,409	
S_e	359,97 kN	
S_a	180,88 kN	
$\Delta\Sigma$	179,09 kN	

Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 6 002Rev.
AFoglio
69 di 116

$q_{\Delta\Sigma}$	20,54 kN/m	
$\Delta\Sigma_{e,PARAGHIAIA}$	36,76 kN	
$y_{Se,PARAGHIAIA}$	0,895 m	
$T_{long,\Delta\Sigma\varepsilon}$	36,76 KN	
$M_{long,\Delta\Sigma\varepsilon}$	32,90 kNm	

Massa terreno imbarcato	15327,22 kg	Inerzia terreno imbarcato
$T_{long,terreno}$	47,67 kN	
y_G	0,90 m	
$M_{long,terreno}$	42,66 kNm	

$q_{traffico}$	30,00 kN/m ²	Traffico tergo spalla
$T_{long,traffico}$	20,64 kN	
y_G	0,90 m	
$M_{long,traffico}$	18,47 kNm	

$Q_{1k,v}$	300,0 KN	Carichi orizz. da traffico
$Q_{1k,h}$	180,0 KN	
$T_{long,frenatura}$	43,0 KN	
$M_{long,frenatura}$	76,9 KNm	

Riassumendo:

	N [kN]	T long [kN]	M long [kNm]
Peso Proprio paraghiaia	26,9	0,0	0,0
Inerzia sismica	0,0	8,5	7,6
Spinta riposo delle terre	0,0	12,3	7,3
Spinta attiva delle terre	0,0	7,6	4,5
Sovrappinta sismica delle terre	0,0	36,8	32,9
Inerzia sismica terreno imbarcato	0,0	47,7	42,7
Traffico tergo spalla	0,0	20,6	18,5
Frenatura	0,0	43,0	76,9

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 6 002Rev.
AFoglio
70 di 116

Si riportano quindi le combinazioni maggiormente dimensionanti:

COMBO SLU-STR

N [kN]	T long [kN]	M long [kNm]
36,2	87,0	124,8
36,2	44,5	34,9

COMBO SLV

N [kN]	T long [kN]	M long [kNm]
26,9	100,6	87,7

COMBO RARA

N [kN]	T long [kN]	M long [kNm]
26,9	63,5	91,6
26,9	33,0	25,8

COMBO FREQUENTE

N [kN]	T long [kN]	M long [kNm]
26,9	20,6	14,7

**COMBO QUASI
PERMANENTE**

N [kN]	T long [kN]	M long [kNm]
26,9	12,3	7,3

7.9 Sollecitazioni sui muri di risvolto

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.

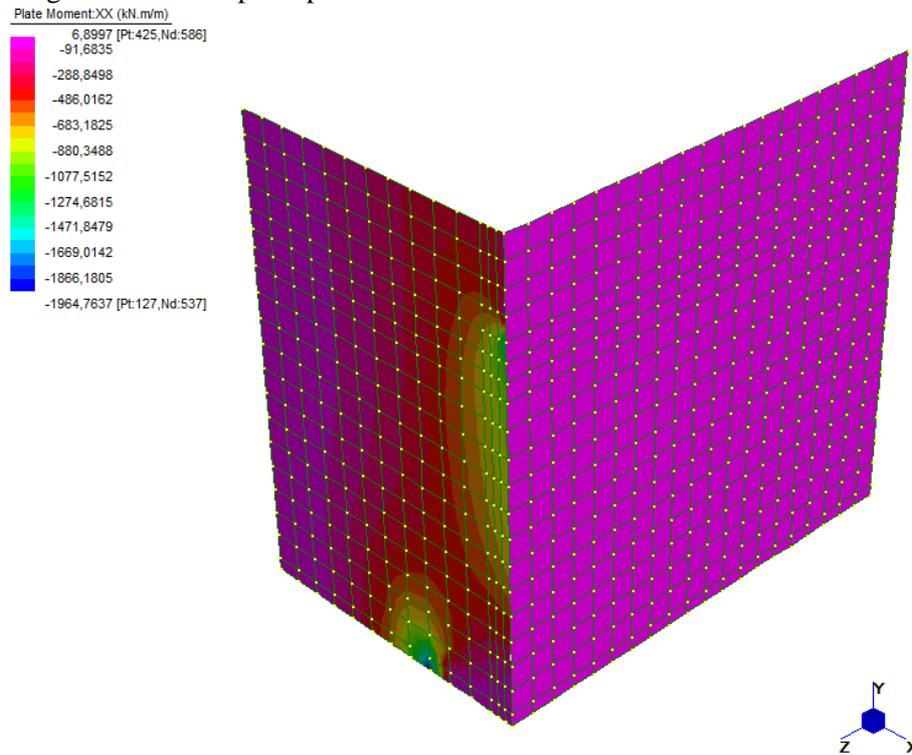


Figura 4 – Diagramma momento flettente piano orizzontale combinazione SLU

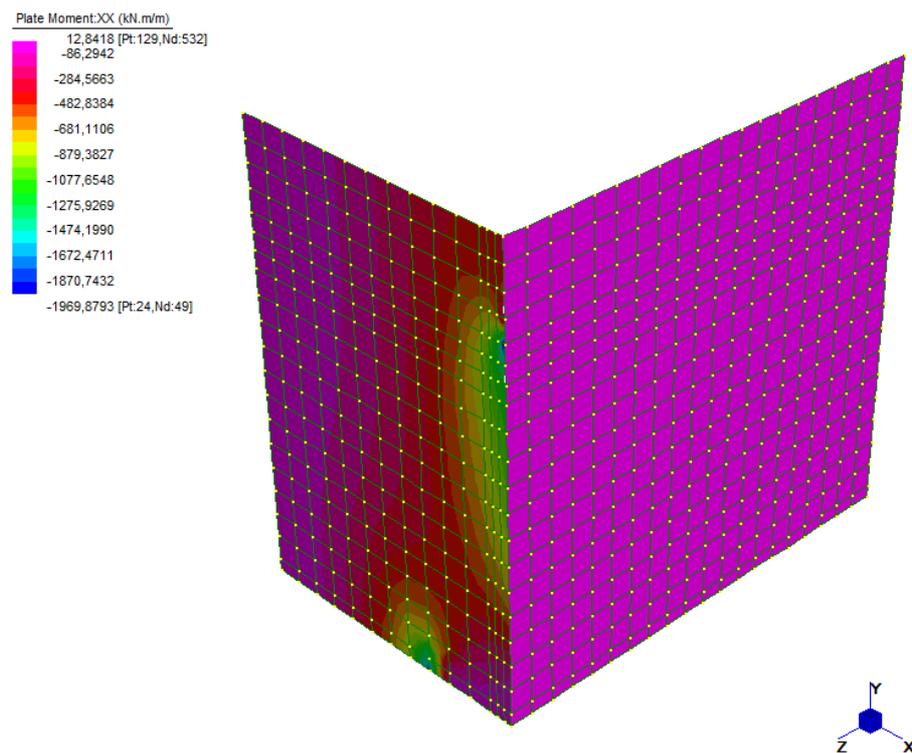


Figura 5 – Diagramma momento flettente piano orizzontale combinazione SLV

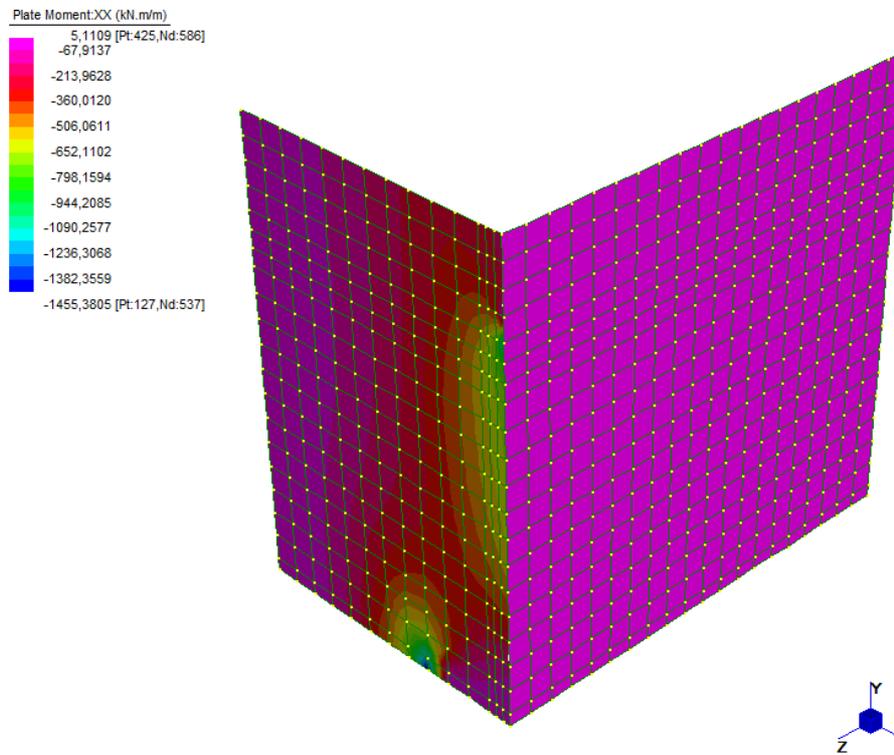


Figura 6 – Diagramma momento flettente piano orizzontale combinazione SLE Rare

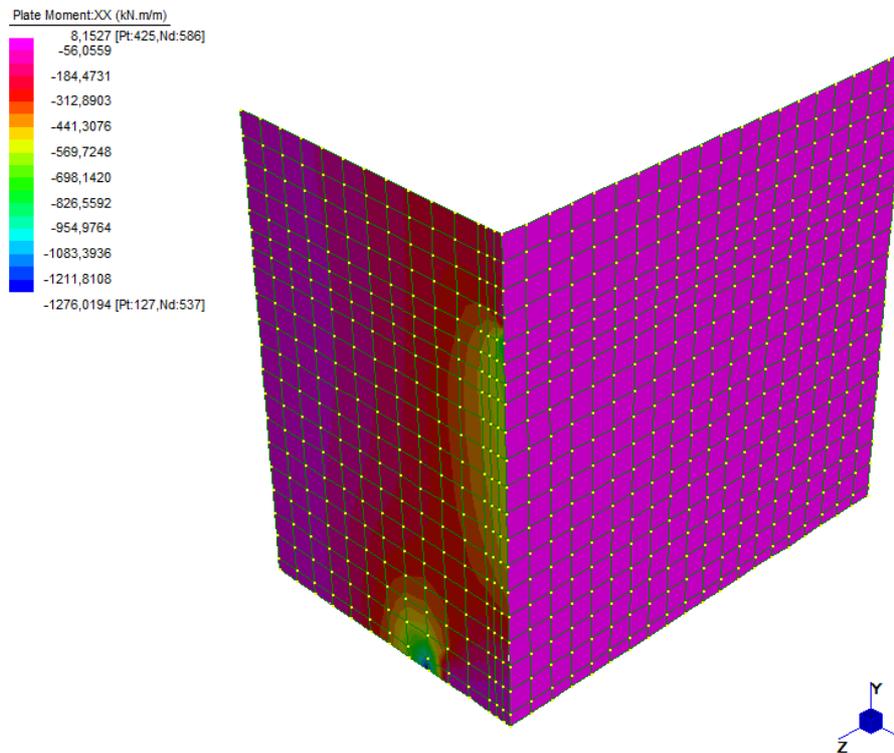


Figura 7 – Diagramma momento flettente piano orizzontale combinazione SLE Frequenti

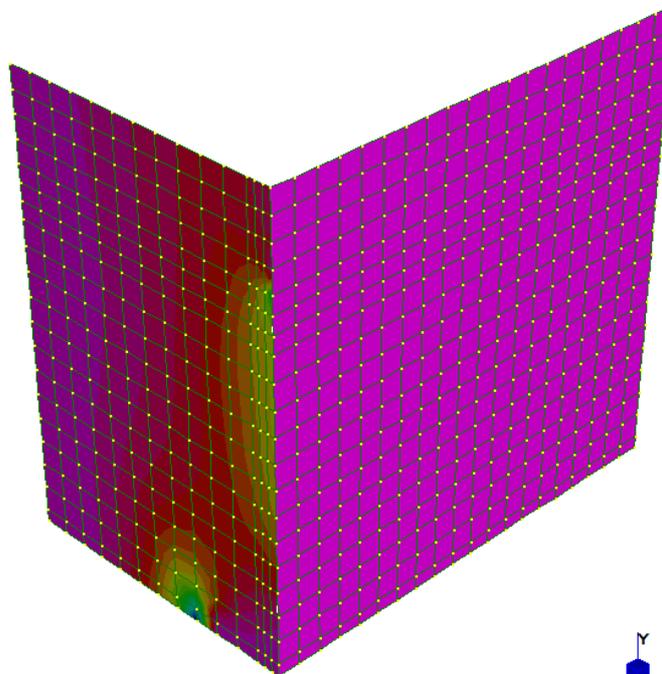
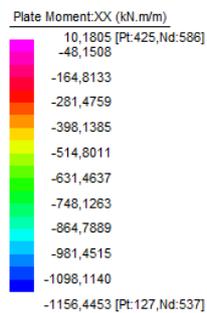


Figura 8 – Diagramma momento flettente piano orizzontale combinazione SLE Quasi Permanenti

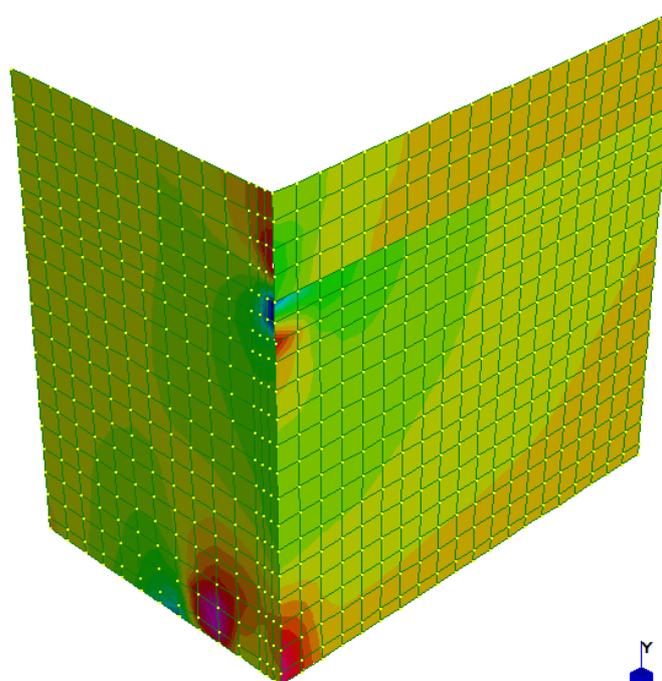
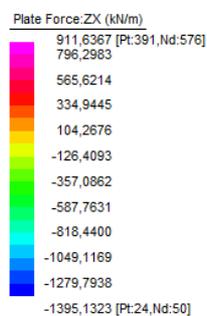


Figura 9 – Diagramma taglio piano orizzontale combinazione SLU

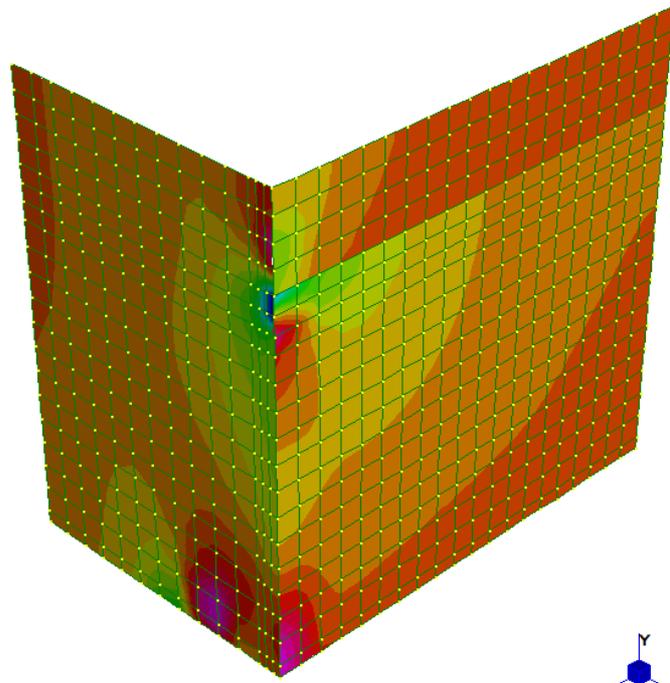
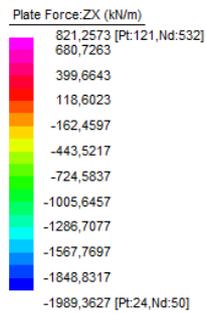


Figura 10 – Diagramma taglio piano orizzontale combinazione SLV

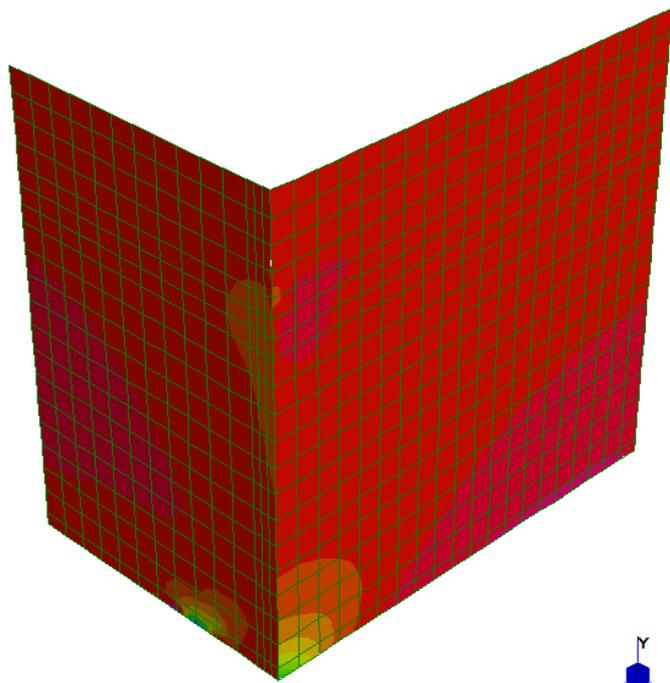
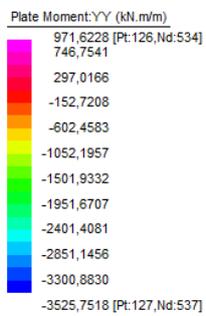


Figura 11 – Diagramma momento flettente piano verticale combinazione SLU

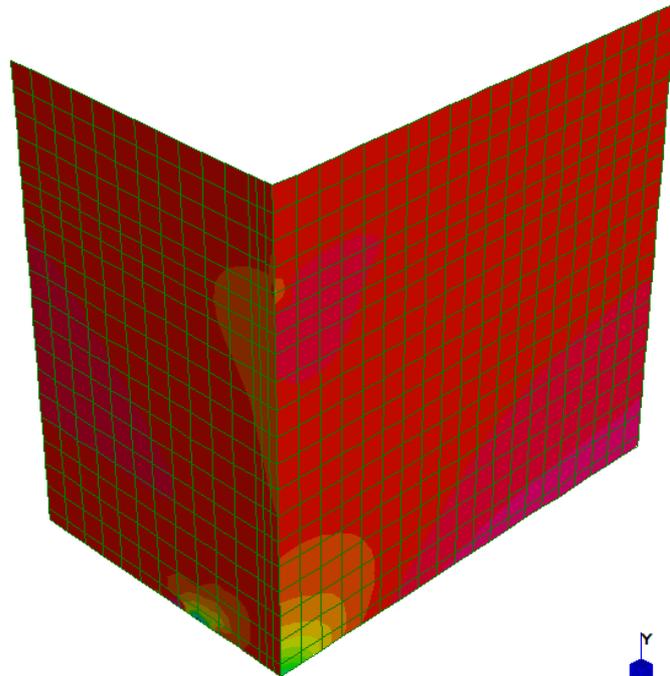
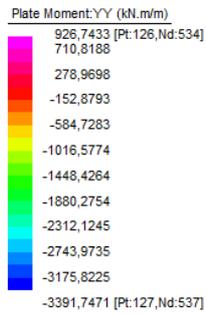


Figura 12 – Diagramma momento flettente piano verticale combinazione SLV

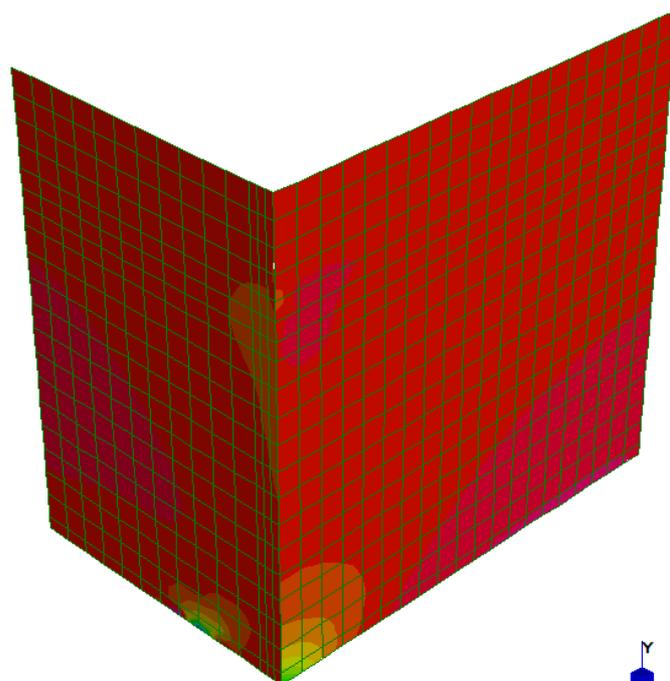
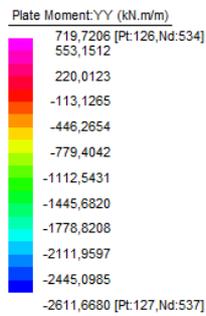


Figura 13 – Diagramma momento flettente piano verticale combinazione SLE Rare

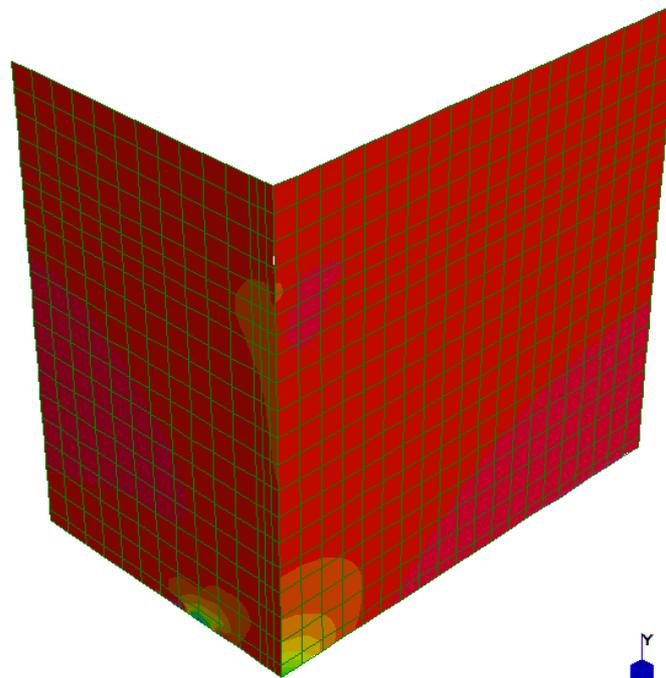
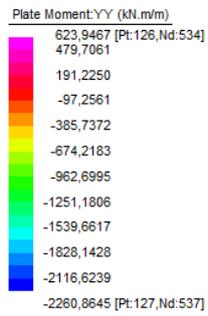


Figura 14 – Diagramma momento flettente piano verticale combinazione SLE Frequenti

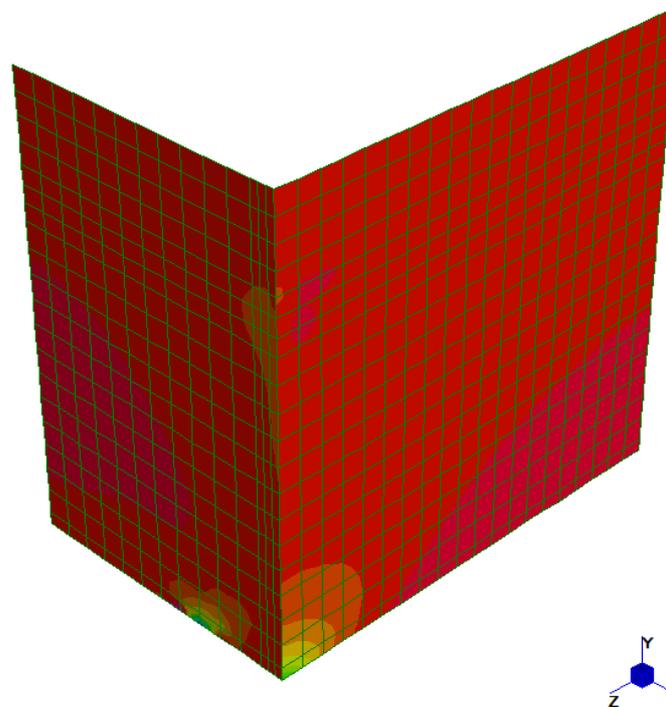
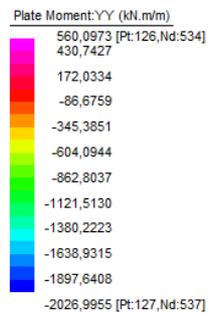


Figura 15 – Diagramma momento flettente piano verticale combinazione SLE Quasi Permanenti

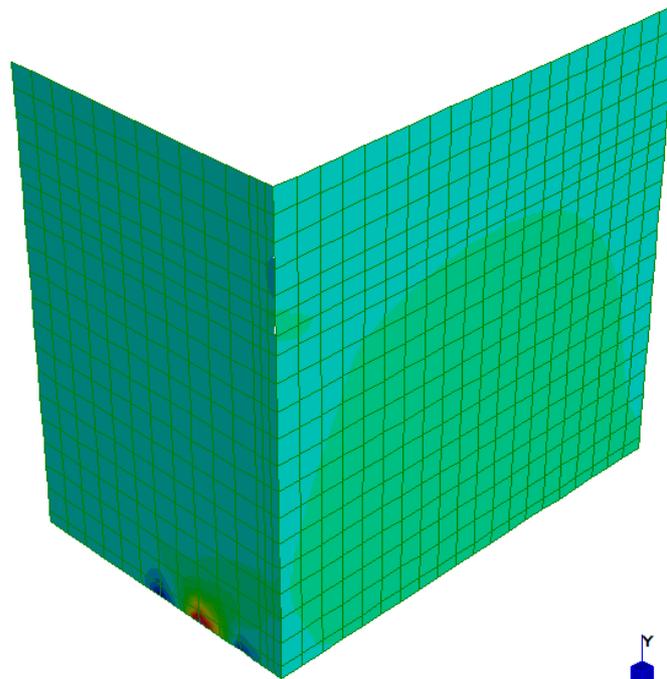
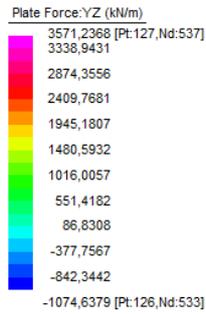


Figura 16 – Diagramma taglio piano verticale combinazione SLU

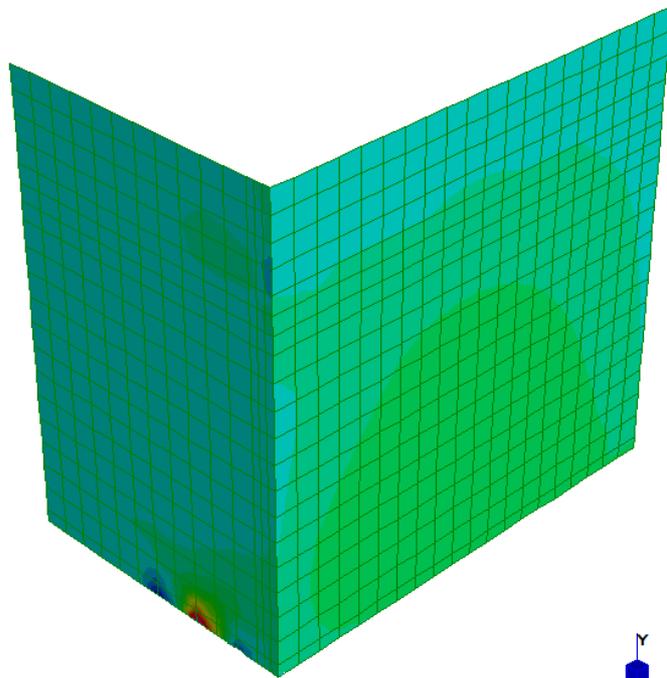
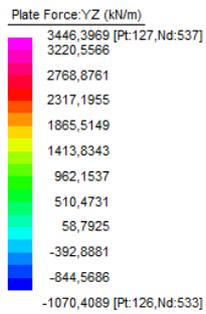


Figura 17 – Diagramma taglio piano verticale combinazione SLV

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 6 002Rev.
AFoglio
78 di 116

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:

RISVOLTI				
Combinazione di carico	V_{ZX} [kN]	V_{YZ} [kN]	M_{XX} [kNm]	M_{YY} [kNm]
SLU	850	1472	994	934
SLV	1243	1503	1245	964
SLE Rare	-	-	736	692
SLE Frequente	-	-	593	597
SLE Quasi Permanente	-	-	498	533

7.9.1 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati ottenuti dall'analisi agli elementi finiti sono stati confrontati con alcune semplici calcolazioni manuali:

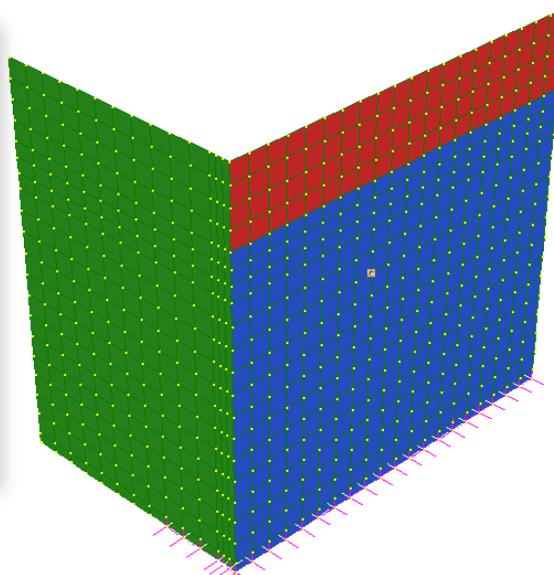
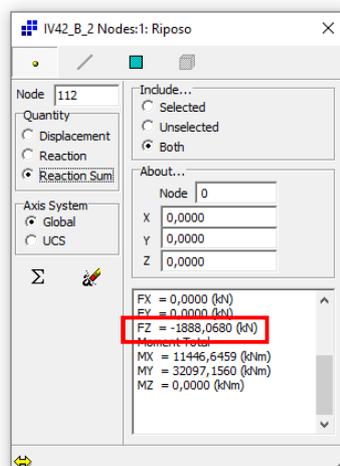
- Per valutare che l'entità delle azioni delle spinte restituite dal software fosse corretta si è svolto un semplice calcolo di controllo: si valuta la spinta triangolare del terreno sul risvolto e sull'orecchio.

SPINTA RIPOSO TERRENO DI MONTE

ϕ_k [°]	ϕ_k [rad]	$\text{tg}(\phi_k)$
38.00	0.66	0.78

M1	
K_0	0.38
γ	20.00 kN/m ³
Risvolto	
$L_{\text{CALCOLO RISVOLTO}}$	6.00 m
H_{RISVOLTO}	9.10 m
S_{RISVOLTO}	1888 kN
TOTALE	
S_{TOTALE}	1888 kN

- La spinta complessiva è risultata di circa 1888 kN, tale valore è in effetti simile allo sforzo di taglio indicato dal software (è possibile richiedere al software una somma degli sforzi orizzontali registrati alla base delle strutture in elevazione, come mostrato nell'immagine sottostante). Questo dimostra che il software ha computato correttamente i carichi dati.



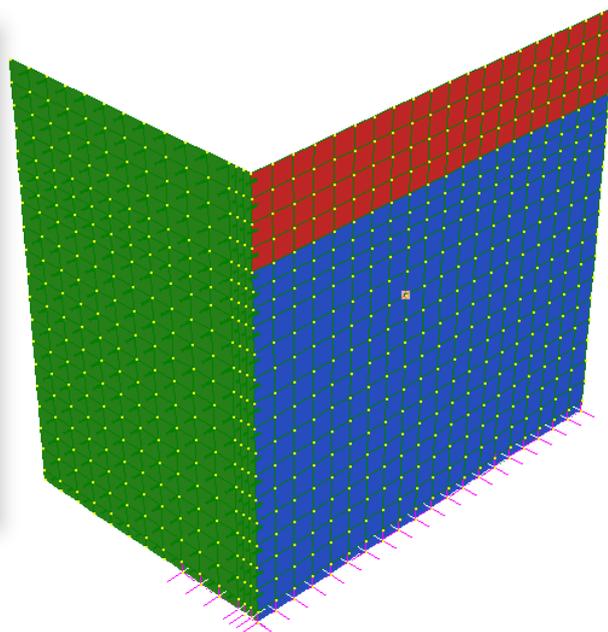
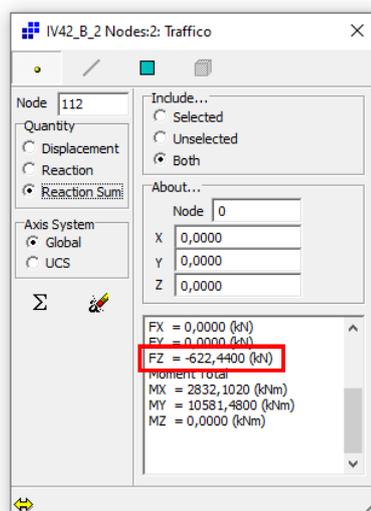
- Ad ulteriore controllo si valuta la spinta rettangolare del sovraccarico tergo spalla.

SOVRACCARICO TERGO SPALLA

ϕ_k [°]	ϕ_k [rad]	$\text{tg}(\phi_k)$
38.00	0.66	0.78

M1	
K_0	0.38
q	30.00 kN/m ²
Risolto	
$L_{\text{CALCOLO RISVOLTO}}$	6.00 m
H_{RISVOLTO}	9.10 m
S_{RISVOLTO}	622 kN
TOTALE	
S_{TOTALE}	344 kN

- La spinta complessiva è risultata di circa 622 kN, tale valore è in effetti simile allo sforzo di taglio indicato dal software (è possibile richiedere al software una somma degli sforzi orizzontali registrati alla base delle strutture in elevazione, come mostrato nell'immagine sottostante). Questo dimostra che il software ha computato correttamente i carichi dati.



GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 6 002Rev.
AFoglio
81 di 116

7.10 Sollecitazioni sulla platea di fondazione

La mensola frontale risulta caricata dall'azione assiale dei pali frontali, i massimi sforzi di compressione, valutati considerando le distribuzioni elastiche, risultano:

SLU	
Nmax (kN)	-6216

SLV	
Nmax (kN)	-7544

SLE RARA	
Nmax (kN)	-5642

SLE FREQUENTI	
Nmax (kN)	-4908

SLE QP	
Nmax (kN)	-4613

Le azioni dei pali sono sgravate del peso proprio della platea e del peso del terreno di ricoprimento.

Caratteristiche geometriche

Larghezza sezione reagente	270,00 cm		270,00 cm
Altezza sezione reagente	220,00 cm		220,00 cm
Altezza terreno di ricoprimento	100,00 cm		100,00 cm
Sbalzo anteriore fondazione	305,00 cm		305,00 cm
Peso proprio	148,50 kN/m	N SLU =	6.216,00 kN
Peso terreno di ricoprimento	54,00 kN/m	N SLV =	7.544,00 kN

N SLE,Rare =	5.642,00 kN
N SLE,Fr =	4.908,00 kN
N SLE,QP =	4.613,00 kN

Sollecitazioni di verifica

	NEd [kN]
Combinazioni di Carico SLU	5.598
Combinazioni di Carico SLV	6.926
Combinazioni di Carico SLE Rare	5.024
Combinazioni di Carico SLE Frequenti	4.290
Combinazioni di Carico SLE Quasi Perm.	3.995

7.11 Sollecitazioni sui ritegni

Nel presente paragrafo si analizzano i ritegni sismici.

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

7.11.1 Ritegni trasversali

Ai fini dell'analisi dei ritegni in oggetto, si considerano gli appoggi di una singola spalla.

Nel caso in esame gli isolatori presentano una rigidità di 3.28 kN/mm e uno spostamento massimo che si assume cautelativamente pari a 140 mm.

Si ottiene pertanto una forza su ogni appoggio pari a:

$$F_{Ed} = K\delta = 3.28 \text{ kN/mm} * 140 \text{ mm} = 459 \text{ kN}$$

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

$$F_{Ed} = 459 \text{ kN} * 2 = 918 \text{ kN}$$

7.11.2 Ritegni longitudinali

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	3.28	2	6.56
kspB	3.28	2	6.56
			13.12

Lo spostamento massimo si assume pari a 140 mm.

Si ottiene pertanto una forza su totale pari a:

$$F_{Ed} = K\delta = 13.12 \text{ kN/mm} * 140 \text{ mm} = 1840 \text{ kN}$$

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

$$F_{Ed} = 1840 \text{ kN} / 2 = 920 \text{ kN}.$$

8 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

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

8.1 Paraghiaia

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

$B = 100 \text{ cm}$

$H = 60 \text{ cm}$

$A_s = \phi 18/15$

$A's = \phi 14/15$

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

8.1.1 Verifiche agli SLU

8.1.1.1 Verifica a flessione

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

$M_{Ed} = 125 \text{ kNm}$

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

Titolo : _____

N° figure elementari N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.26	8.8
2	16.96	50.6

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
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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M kN m
 x_{Rd}

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

Calcola MRd **Dominio M-N**
 L_0 cm **Col. modello**
 Precompresso

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

8.1.1.2 Verifica a Taglio

V_{sdu}	101	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
<i>Verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	220	kN
<i>Verifica con armatura resistente a taglio</i>		
V_{Red}	1449	kN
V_{Rsd}	403	kN
V_{Rd}	403	kN

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

8.1.2 Verifiche agli SLE

8.1.2.1 Verifiche tensionali

Si determinano i tassi di lavoro sui materiali in condizioni di carico SLE Rare, le sollecitazioni più gravose risultano:
 $M_{ED} = 92 \text{ KNm}$

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	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.

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

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 N/mm²
 σ_s N/mm²

ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

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.

8.1.2.2 Verifiche a fessurazione

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

$M_{ED} = 15 \text{ kNm}$

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	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.

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

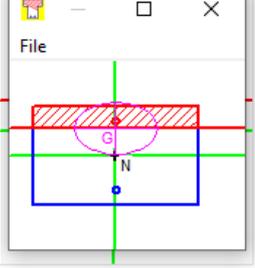
Materiali
 B450C C32/40

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

σ_c -0,4258 N/mm²
 σ_s 18 N/mm²
 ϵ_s 0,08999 ‰
d 50,6 cm
x 13,25 x/d 0,2619
 δ 0,7674

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 2 febbraio 2009 n. 617 (punto C4.1.2.2.4.6). 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.

8.2 Muri di risvolto (mensola orizzontale)

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

$B = 100 \text{ cm}$

$H = 120 \text{ cm}$

$A_s = \phi 24/10$

$A's = \phi 16/20$

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

8.2.1 Verifiche agli SLU

8.2.1.1 Verifica a flessione

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

$M_{Ed} = 1245 \text{ kNm}$

Titolo :

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	7.3
2	45.24	112.3

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 calcestruzzo - Acciaio snervato

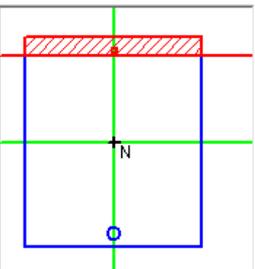
Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

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} 1,904 kN m
σ_c -18.13 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 33.72 ‰
d 112.3 cm
x 10.56 x/d 0.09403
δ 0.7

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



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

8.2.1.2 Verifica a Taglio

V_{sdu}	1243	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	112,3	cm
A_{sl}	45,24	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
<i>Verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	449	kN
<i>Verifica con armatura resistente a taglio</i>		
V_{Red}	3160	kN
V_{Rsd}	1978	kN
V_{Rd}	1978	kN

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

8.2.2 Verifiche agli SLE

8.2.2.1 Verifiche tensionali

Si determinano i tassi di lavoro sui materiali in condizioni di carico SLE Rare, le sollecitazioni più gravose risultano:
 $M_{ED} = 736 \text{ KNm}$

Titolo: _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	7,3
2	45,24	112,3

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

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

N_{Ed} kN
 M_{Ed} 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

B450C		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"/> ‰	σ _{c,adm}	<input type="text" value="12,25"/>
σ _{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

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.

8.3 Muri di risvolto (mensola verticale)

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

$B = 100 \text{ cm}$

$H = 120 \text{ cm}$

$A_s = \phi 24/20$

$A's = \phi 16/20$

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

8.3.1 Verifiche agli SLU

8.3.1.1 Verifica a flessione

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

$M_{Ed} = 964 \text{ kNm}$

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	7.3
2	45.24	112.3

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

Sollecitazioni
 S.L.U. → Metodo n
 kN
 kNm
 kNm

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

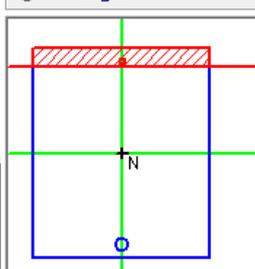
Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

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} 1,904 kN m
 σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 33.72 ‰
 d 112.3 cm
 x 10.56 x/d 0.09403
 δ 0.7

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



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

8.3.1.2 Verifica a Taglio

V_{sdu}	1503	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	112.3	cm
A_{sl}	45,24	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
<i>Verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	449	kN
<i>Verifica con armatura resistente a taglio</i>		
V_{Red}	3160	kN
V_{Rsd}	1978	kN
V_{Rd}	1978	kN

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

8.3.2 Verifiche agli SLE

8.3.2.1 Verifiche tensionali

Si determinano i tassi di lavoro sui materiali in condizioni di carico SLE Rare, le sollecitazioni più gravose risultano:
 $M_{ED} = 692 \text{ KNm}$

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	7,3
2	45,24	112,3

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} kN
 M_{xEd} 692 kNm
 M_{yEd} 0

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} ‰ 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 w/d
 δ

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.

8.4 Sezione di spiccato fusto

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

$B = 100 \text{ cm}$

$H = 240 \text{ cm}$

$A_s = \phi 26/15$

$A's = \phi 20/15$

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

8.4.1 Verifiche agli SLU

8.4.1.1 Verifica a flessione

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

$M_{Ed} = 3468 \text{ kNm}$

$N_{Ed} = 857 \text{ kNm}$

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	260

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20,94	9,1
2	35,39	250,2

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

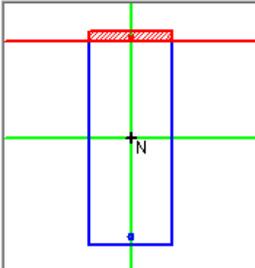
Tipo flessione
 Retta Deviata

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

$M_{xRd} = 4.445 \text{ kN m}$
 $\sigma_c = -18,13 \text{ N/mm}^2$
 $\epsilon_c = 3,5 \text{ ‰}$
 $\epsilon_s = 66,67 \text{ ‰}$
 $d = 250,2 \text{ cm}$
 $x = 12,48$ $x/d = 0,04988$
 $\delta = 0,7$

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



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

8.4.1.2 Verifica a Taglio

V_{sdu}	788	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	250,2	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	
$\theta_{imposto}$	21,80	gradi
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
<i>Verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	720	kN
<i>Verifica con armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rcd}	7040	kN
V_{Rsd}	1958	kN
V_{Rd}	1958	kN

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

8.4.2.2 Verifiche a fessurazione

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

$$M_{ED} = 678 \text{ kNm}$$

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	260

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20,94	9,1
2	35,39	250,2

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} kN
 M_{xEd} 1361 kNm
 M_{yEd} kNm

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

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

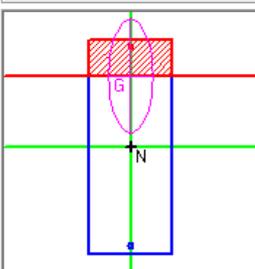
Materiali

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 ‰	σ _{c,adm} 12,25
σ _{s,adm} 255 N/mm²	τ _{co} 0,7333
	τ _{c1} 2,114

σ_c -2,339 N/mm²
 σ_s 163 N/mm²
 ε_s 0,8148 ‰
 d 250,2 cm
 x 44,32 x/d 0,1772
 δ 0,7

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 2 febbraio 2009 n. 617 (punto C4.1.2.2.4.6). 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.

8.5 Platea di fondazione

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

$B = 270$ cm

$H = 220$ cm

$A_s = 1\phi 26/15 + 36\phi 26$

$A's = \phi 20/15$

8.5.1 Verifiche agli SLU

8.5.1.1 Verifica tirante puntone

Verifica elementi tozzi NTC C.4.1.2.1.5			
Azioni	P_{Ed}	6926	kN
	H_{Ed}	0,00	kN
Materiali	f_{yd}	391,30	MPa
	f_{cd}	14,17	MPa
Geometria	a	1550	mm
	b	2700	mm
	h	2200	mm
	c	60	mm
	d	2140	mm
	l	1978	mm
	A_s	28139,25	mm ²
	ψ	47.25	°
	λ	0.924	
Verifica armatura longitudinale			
Staffatura	NON PROVVISIO		
c	1		
P_{Rc}	17661,22	kN	
$P_{Rc} \geq P_{Rs}$	VERIFICATO		
P_{Rs}	11912,82	kN	
$P_{Rs} \geq P_{Ed}$	VERIFICATO		

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 6 002

Rev.
A

Foglio
100 di 116

8.5.2 Verifiche agli SLE

8.5.2.1 Verifiche tensionali

Si determinano i tassi di lavoro sui materiali in condizioni di carico SLE Rare, le sollecitazioni più gravose risultano:
 $N_{ED} = 5024 \text{ KNm}$

Si ottiene pertanto che lo sforzo di trazione agente sulle armature risulta:

$$T = 5024 / \tan(47.25^\circ) = 4644 \text{ kN}$$

$$\sigma_s = 4644 / (53 \cdot 531) = 165 \text{ MPa}$$

Essendo $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$ la verifica è soddisfatta.

Si ottiene pertanto che lo sforzo di compressione agente nella biella di calcestruzzo risulta:

$$T = 5024 / \sin(47.25^\circ) = 7135 \text{ kN}$$

Considerando una biella compressa di altezza $2 \cdot 0.2d \cdot \cos\alpha$ e larghezza pari al diametro del palo, si ottiene:

$$\sigma_c = 7135 / (2 \cdot 0.2 \cdot 2.14 \cdot 0.68 \cdot 1.50) = 8.17 \text{ MPa}$$

Essendo $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ 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.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 6 002

Rev.
A

Foglio
101 di 116

8.5.2.2 Verifiche a fessurazione

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

$$N_{ED} = 4290 \text{ kN}$$

Si ottiene pertanto che lo sforzo di trazione agente sulle armature risulta:

$$T = 4290 / \tan(47.25^\circ) = 3965 \text{ kN}$$

$$\sigma_s = 3965 / (53 \cdot 531) = 140 \text{ MPa}$$

I tassi di lavoro nelle armature nelle Combinazioni di Carico agli Stati Limite di Esercizio (conservativamente determinati con riferimento alle Combinazioni di Carico SLE Rare) permangono inferiori ai limiti riportati nelle tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 (punto C4.1.2.2.4.6). 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.

8.6 Pali di fondazione – Sezione testa palo (profondità 0.00m)

Il calcolo di verifica si riferisce alla sezione di testa palo che, dalle analisi effettuate, risulta la più sollecitata.

$D = 150 \text{ cm}$

$A_s = 48\phi 26$

$A_{sw} = \text{staffe } \phi 12/5$

8.6.1 Verifiche agli SLU

8.6.1.1 Verifica a flessione

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

$M_{Ed} = 5993 \text{ kNm}$

$N_{Ed} = 5007 \text{ kN}$

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

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 75 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 48
 Diametro barre: 2.6 [cm]
 Copriferro (baric.): 9.5 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} : 5007 [kN]
 M_{xEd} : 0 [kNm]
 M_{yEd} : 0 [kNm]

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord. [cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C C25/30

ϵ_{su} : 67.5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 391.3 N/mm² ϵ_{cu} : 3.5 ‰
 E_s : 200.000 N/mm² f_{cd} : 14.17
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8 [?]
 ϵ_{syd} : 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 9.75
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.6
 τ_{c1} : 1.829

M_{xRd} : 6.946 kN m

σ_c : -14.17 N/mm²
 σ_s : 391.3 N/mm²
 ϵ_c : 3.5 ‰
 ϵ_s : 4.954 ‰
 d : 140.5 cm
 x : 58.17 x/d : 0.414
 δ : 0.9575

Metodo di calcolo

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

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: 50 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L_0 : 0 cm Col. modello

Precompresso

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

8.6.1.2 Verifica a Taglio

V_{ed}	2500	kN
N_{ed}	5000	kN
R_{ck}	30	N/mm ²
f_{ck}	25	N/mm ²
γ_c	1,50	
f_{yk}	450	N/mm ²
Φ	150	cm
b_w	135,00	cm
h_e	93,67	cm
d	84,17	cm
A_{sl}	254,88	cm ²
c	9,50	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
θ	21,80	gradi
$ctg\theta$	2,50	
A_{sw}	2,26	cm ²
passo	5	cm
f_{cd}	14,17	N/mm ²
f_{yd}	391,30	N/mm ²
σ_{cp}	0,00	N/mm ²
<i>Verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	1099	kN
<i>Verifica con armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rcd}	3122	kN
V_{Rsd}	3350	kN
V_{Rd}	3122	kN

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

8.6.2 Verifiche agli SLE

8.6.2.1 Verifiche tensionali

Si determinano i tassi di lavoro sui materiali in condizioni di carico SLE Rare, le sollecitazioni più gravose risultano:
 $M_{ED} = 2099 \text{ KNm}$

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

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 75 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 48
 Diametro barre: 2,6 [cm]
 Copriferro (baric.): 9,5 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

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

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo

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

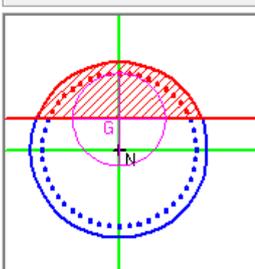
Materiali

B450C 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

σ_c : -7,498 N/mm²
 σ_s : 211,3 N/mm²
 ϵ_s : 1,057 ‰
 d: 140,5 cm
 x: 48,8 w/d: 0,3473
 δ : 0,8742

Vertici: 50
 Verifica
 N° iterazioni: 4
 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.

I tassi di lavoro nelle armature, valutati cautelativamente in combinazione di carico agli Stati Limite di Esercizio Rare, permangono inferiori ai limiti riportati nelle tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 (punto C4.1.2.2.4.6). 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.

8.6.2.2 Verifiche a fessurazione

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

$$M_{ED} = 1898 \text{ kNm}$$

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

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 75 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 48
 Diametro barre: 2,6 [cm]
 Copriferro (baric.): 9,5 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

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

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo

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

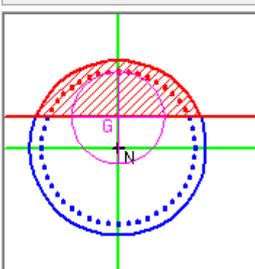
Materiali

B450C 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

σ_c : -6,78 N/mm²
 σ_s : 191,1 N/mm²
 ϵ_s : 0,9555 ‰
 d: 140,5 cm
 x: 48,8 x/d: 0,3473
 δ : 0,8742

Vertici: 50
 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 2 febbraio 2009 n. 617 (punto C4.1.2.2.4.6). 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.

8.7 Pali di fondazione – Prima sezione cambio armatura (profondità 5.00 m)

Il calcolo di verifica si riferisce alla sezione di cambio armatura, posizionata a 5.00m di profondità dalla testa del palo:

$$D = 150 \text{ cm}$$

$$A_s = 48\phi 26$$

$$A_{sw} = \text{staffe } \phi 12/10$$

8.7.1 Verifiche agli SLU

8.7.1.1 Verifica a flessione

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

$$M_{Ed} = 3631 \text{ kNm}$$

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

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 75 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 48
 Diametro barre: 2.6 [cm]
 Copriferro (baric.): 9.5 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

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

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd}: 5.459 kN m

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 ‰ σ_{c,adm}: 9.75
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6
 τ_{c1}: 1.829

σ_c: -14.17 N/mm²
 σ_s: 391.3 N/mm²
 ε_c: 3.5 ‰
 ε_s: 9.152 ‰
 d: 140.5 cm
 x: 38.87 x/d: 0.2766
 δ: 0.7858

Metodo di calcolo

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

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: 50 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L_o: 0 cm Col. modello

Precompresso

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

8.7.1.2 Verifica a Taglio

V_{ed}	866	kN
N_{ed}	0	kN
R_{ck}	30	N/mm ²
f_{ck}	25	N/mm ²
γ_c	1,50	
f_{yk}	450	N/mm ²
Φ	150	cm
b_w	135,00	cm
h_e	93,67	cm
d	84,17	cm
A_{sl}	254,88	cm ²
c	9,50	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
θ	21,80	gradi
$ctg\theta$	2,50	
A_{sw}	2,26	cm ²
passo	10	cm
f_{cd}	14,17	N/mm ²
f_{yd}	391,30	N/mm ²
σ_{cp}	0,00	N/mm ²
<i>Verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	616	kN
<i>Verifica con armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rcd}	2498	kN
V_{Rsd}	1675	kN
V_{Rd}	1675	kN

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

8.7.2 Verifiche agli SLE

8.7.2.1 Verifiche tensionali e a fessurazione

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

$$M_{ED} = 1754 \text{ KNm}$$

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

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 75 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 48
 Diametro barre: 2,6 [cm]
 Copriferro (baric.): 9,5 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

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

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 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

σ_c : -6,266 N/mm²
 σ_s : 176,6 N/mm²
 ϵ_s : 0,883 ‰
 d: 140,5 cm
 x: 48,8 x/d: 0,3473
 δ : 0,8742

Vertici: 50
 Verifica
 N° iterazioni: 4
 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.

I tassi di lavoro nelle armature, valutati cautelativamente in combinazione di carico agli Stati Limite di Esercizio Rare, permangono inferiori ai limiti riportati nelle tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 (punto C4.1.2.2.4.6). 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.

8.8 Pali di fondazione – Seconda sezione cambio armatura (profondità 15.00m)

Il calcolo di verifica si riferisce alla sezione di cambio armatura, posizionata a 15.00m di profondità dalla testa del palo:

$D = 150 \text{ cm}$

$A_s = 24\phi 24$

$A_{sw} = \text{staffe } \phi 12/20$

8.8.1 Verifiche agli SLU

8.8.1.1 Verifica a flessione

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

$M_{Ed} = 1246 \text{ kNm}$

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

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 75 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 24
 Diametro barre: 2.4 [cm]
 Copriferro (baric.): 9.400001 [cm]

N° barre: 0 Zoom

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd}: 2.562 kN m

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 ‰ σ_{c,adm}: 9.75
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6
 τ_{c1}: 1.829

σ_c: -14.17 N/mm²
 σ_s: 391.3 N/mm²
 ε_c: 3.5 ‰
 ε_s: 14.59 ‰
 d: 140.6 cm
 x: 27.2 x/d: 0.1935
 δ: 0.7

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Vertici: 50 N° rett.: 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L_o: 0 cm Col. modello

Precompresso

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

8.8.1.2 Verifica a Taglio

V_{ed}	387	kN
N_{ed}	0	kN
R_{ck}	30	N/mm ²
f_{ck}	25	N/mm ²
γ_c	1,50	
f_{yk}	450	N/mm ²
Φ	150	cm
b_w	135,00	cm
h_e	93,67	cm
d	84,17	cm
A_{sl}	191,16	cm ²
c	9,50	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
θ	21,80	gradi
$ctg\theta$	2,50	
A_{sw}	2,26	cm ²
passo	20	cm
f_{cd}	14,17	N/mm ²
f_{yd}	391,30	N/mm ²
σ_{cp}	0,00	N/mm ²
<i>Verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	560	kN
<i>Verifica con armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rcd}	2498	kN
V_{Rsd}	838	kN
V_{Rd}	838	kN

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

8.8.2 Verifiche agli SLE

8.8.2.1 Verifiche tensionali e a fessurazione

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

$$M_{ED} = 31 \text{ KNm}$$

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

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 75 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 24
 Diametro barre: 2,4 [cm]
 Copriferro (baric.): 9,400001 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 [] 0 [] kN
 M_{xEd}: 0 [] 31 [] kNm
 M_{yEd}: 0 [] 0 []

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 [] yN: 0 []

Metodo di calcolo

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

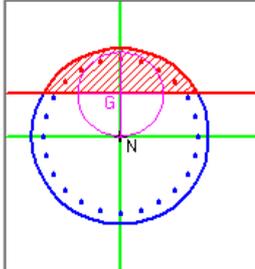
Materiali

B450C 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 ‰ σ_{c,adm}: 9,75 ‰
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,6 ‰
 τ_{c1}: 1,829 ‰

σ_c: -0,1751 N/mm²
 σ_s: 6,817 N/mm²
 ε_s: 0,03408 ‰
 d: 140,6 cm
 x: 39,11 x/d: 0,2782
 δ: 0,7877

Vertici: 50
 Verifica
 N° iterazioni: 4
 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.

I tassi di lavoro nelle armature, valutati cautelativamente in combinazione di carico agli Stati Limite di Esercizio Rare, permangono inferiori ai limiti riportati nelle tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 (punto C4.1.2.2.4.6). 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.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 6 002

Rev.
A

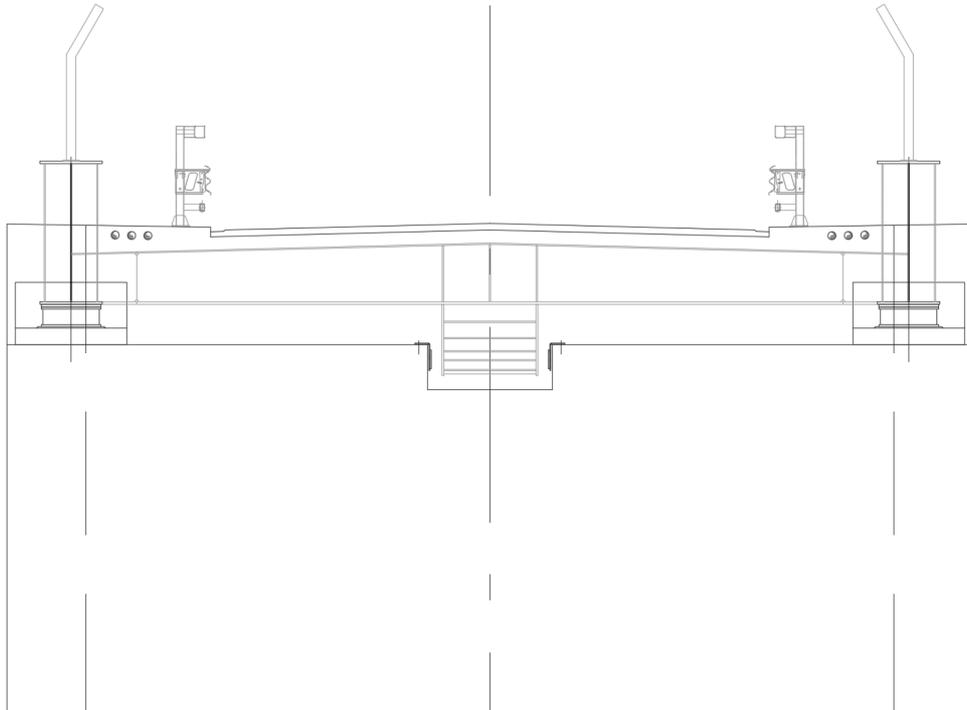
Foglio
112 di 116

8.9 Ritegni

8.9.1 Ritegni trasversali

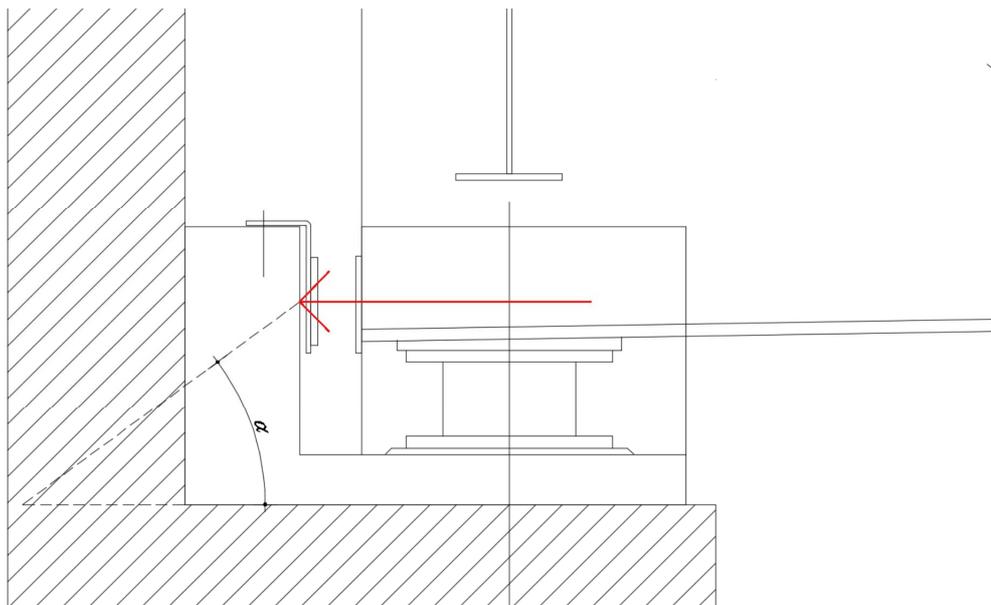
I ritegni trasversali sono costituiti da una struttura metallica collegata ai traversi di spalla dell'impalcato e posizionata in corrispondenza di una "tasca" realizzata in testa al fusto della spalla.

Dati il funzionamento del sistema e la geometria massiccia del fusto della spalla, le sollecitazioni trasmesse dal ritegno non risultano significative e le verifiche lato calcestruzzo risultano superflue.



8.9.2 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:

$$T_{Ed} = F_{Ed} * \tan \alpha = 920 \text{ kN} * \tan (35^\circ) = 644 \text{ kN}$$

A favore di sicurezza si considera un'armatura costituita solo dai ferri posti sul lato frontale del ritegno, ovvero $11\phi 26$: $A_s = 5841 \text{ mm}^2$

La trazione resistente vale pertanto:

$$T_{Rd} = A_s * f_{yd} = 5841 \text{ mm}^2 * 391 \text{ MPa} = 2284 \text{ kN}$$

Si ottiene:

$$T_{Ed}/T_{Rd} = 644 \text{ kN} / 2284 \text{ kN} = 0.28 < 1 \text{ verificato}$$

9 VERIFICHE GEOTECNICHE

9.1 Verifica di portanza verticale della palificata

Dalle analisi statiche e sismiche i massimi sforzi di compressione risultano:

$$N_{\max,SLU} = -6216 \text{ kN}$$

$$N_{\max,SLV} = -7544 \text{ kN}$$

$$N_{\max,SLE} = -4605 \text{ kN}$$

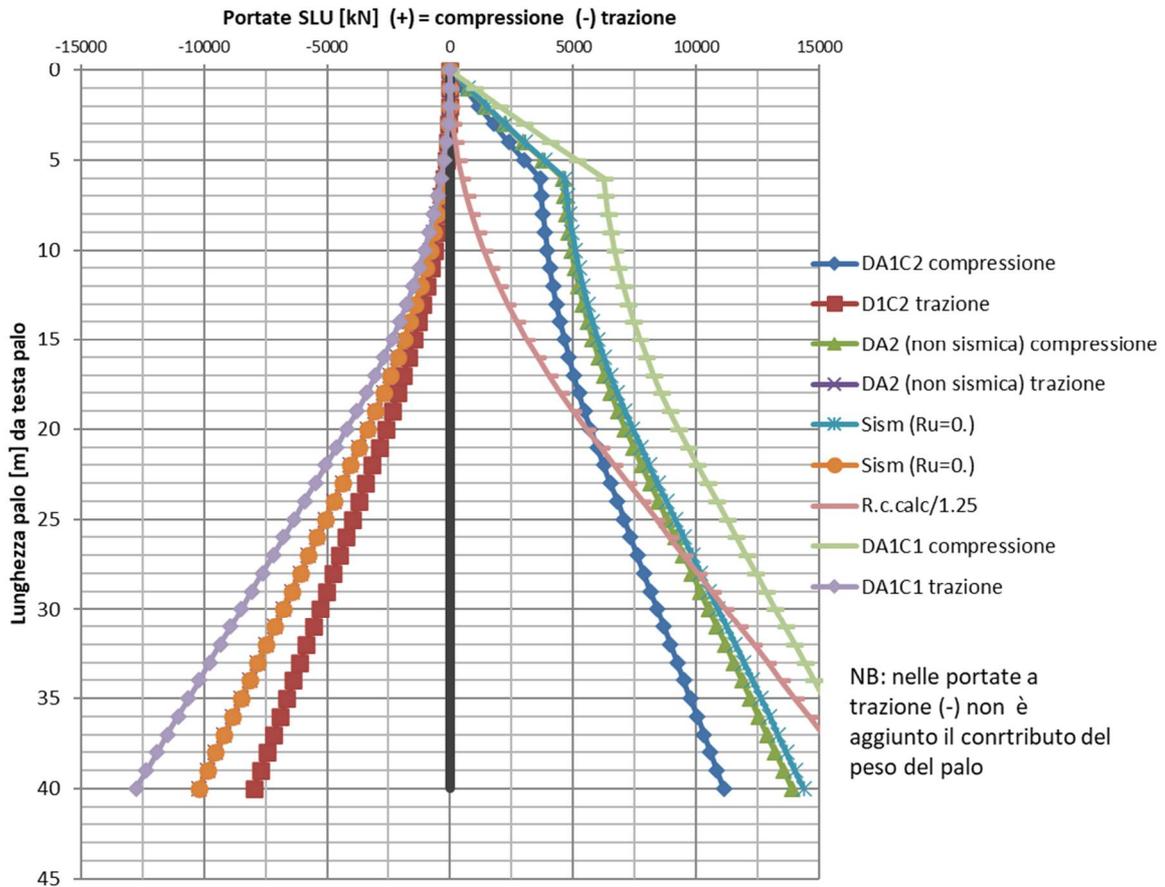
Si adottano pali di lunghezza pari a **21.00m**.

Si riportano di seguito la tabella e il diagramma di portanza del palo singolo forniti dal Progettista Geotecnico per l'opera in oggetto:

Profondità	DA2 (non sismica)		SISMICA	
	Compressione	Trazione	Compressione	Trazione
0	2	0	2	0
1	712	0	726	0
2	1448	-24	1477	-24
3	2203	-66	2247	-66
4	2976	-124	3035	-124
5	3767	-199	3841	-199
6	4577	-292	4666	-292
7	4638	-401	4742	-401
8	4718	-527	4836	-527
9	4816	-669	4949	-669
10	4932	-829	5080	-829
11	5067	-1006	5230	-1006
12	5221	-1200	5398	-1200
13	5392	-1410	5584	-1410
14	5582	-1637	5789	-1637
15	5790	-1882	6012	-1882
16	6017	-2143	6254	-2143
17	6262	-2421	6514	-2421
18	6526	-2717	6793	-2717
19	6808	-3029	7089	-3029
20	7108	-3358	7404	-3358
21	7444	-3699	7749	-3699
22	7783	-4042	8097	-4042
23	8122	-4385	8445	-4385

**IV28 ø1500 - falda 20 m da p.c.
testa palo a p.c.
2 sondaggi- $\xi_3=1.65$**

PE - 2020



GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 6 002Rev.
AFoglio
116 di 116

9.2 Verifica di portanza orizzontale della palificata

Dalle analisi statiche e sismiche i massimi sforzi di taglio agenti sulla palificata risultano:

$$T_{\max,SLU} = 15673 \text{ kN}$$

$$T_{\max,SLV} = 20086 \text{ kN}$$

Si riporta di seguito la verifica di portanza orizzontale della palificata, eseguita sulla base dei dati forniti dal Progettista Geotecnico per l'opera in oggetto:

$$\begin{array}{llll} \phi_k & 38 \text{ kPa} & \gamma_\phi & 1 & D & 1.5 \text{ m} \\ \xi_3 & 1.65 & \gamma_R & 1.3 & M_P & 5459 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{array}$$

$$R_{\text{front}} \quad 17888 \text{ kN}$$

$$R_{\text{sides}} \quad \underline{10895 \text{ kN}}$$

$$28783 \text{ kN}$$

$$R_d = 28783 / 1.3 = 22140 \text{ kN}$$

$$\text{eff.gr} = 28783 / (3690 \cdot 10) = 0.780$$

Essendo $T_{Rd} = 22140 \text{ kN} > T_{Ed}$ la verifica risulta soddisfatta.

Si procede determinando la quota di profondità della cerniera plastica:

$$R_{d,SAFE}$$

$$\underline{22118 \text{ kN}}$$

$$\text{profondità cerniera plastica} \quad 12.02 \text{ m}$$

Per garantire la formazione della cerniera plastica in profondità si prevede il prolungamento dell'armatura in grado di garantire il momento resistente sufficiente a soddisfare la verifica (48 ϕ 26) fino alla quota di 15m.