

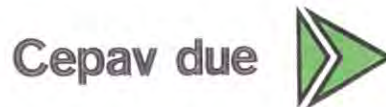
COMMITTENTE:



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

IV34 – CAVALCAFERROVIA VIA GREZZE - PK 121+563,218
Relazione di calcolo spalla A

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE LAVORI
Consorzio Cepav due Consorzio Cepav due Il Direttore del Consorzio (Ing. T. Taranta) Data: <u>06 FEB 2019</u>	Valido per costruzione Data: _____

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC	OPERA/DISCIPLINA	PROGR	REV
I N O R	1 1	E	E 2	C L	I V 3 4 A 6	0 0 1	A

PROGETTAZIONE						IL PROGETTISTA	
Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Data	
A	Emissione	Montanari	31/10/18	Piacentini	31/10/18	/10/18	
B							
C							



CIG. 751447334A

File: INOR11EE2CLIV34A6001A_03.docx



Progetto cofinanziato dalla Unione Europea

Stampato dal Service di plottaggio ITALFERR S.p.A. ALBA S.r.l.

CUP: F81H91000000008

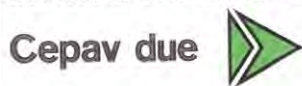
**INDICE**

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.....	29
5.4.4	Pali di fondazione.....	29



Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 11	Codifica Documento E E2 C L IV 34 A 6 001	Rev. A	Foglio 3 di 123
6	CRITERI DI VERIFICA				30
6.1	VERIFICHE SLU				30
6.1.1	<i>Resistenza a sforzo normale e flessione</i>				30
6.1.2	<i>Verifiche allo stato limite ultimo per taglio</i>				30
6.1.2.1	<i>Elementi non armati a taglio</i>				30
6.1.2.2	<i>Elementi armati a taglio</i>				32
6.2	VERIFICHE SLE				33
6.2.1	<i>Verifiche allo stato limite di fessurazione</i>				33
6.2.2	<i>Verifiche delle tensioni in esercizio</i>				36
7	ANALISI DELLA SPALLA				37
7.1	SISTEMA DI RIFERIMENTO				37
7.2	DATI DI INPUT				39
7.2.1	<i>Geometria dell'impalcato</i>				39
7.2.2	<i>Geometria della spalla</i>				40
7.3	AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO				41
7.3.1	<i>Carichi permanenti</i>				41
7.3.2	<i>Carichi accidentali</i>				42
7.3.3	<i>Azione di frenamento</i>				44
7.3.4	<i>Azione centrifuga</i>				44
7.3.5	<i>Variatione termica</i>				44
7.3.6	<i>Azione del vento</i>				45
7.3.7	<i>Azione sismica</i>				46
7.4	AZIONI RELATIVE ALLA SPALLA				48
7.4.1	<i>Peso proprio</i>				48
7.4.2	<i>Forze inerziali degli elementi della spalla</i>				49
7.4.3	<i>Spinta delle terre</i>				51
7.4.3.1	<i>Spinta statica del terreno di monte</i>				51
7.4.3.2	<i>Traffico a tergo spalla</i>				55
7.4.3.3	<i>Sovrappinta sismica del terreno di monte</i>				56
7.4.3.4	<i>Forse inerziali del terreno imbarcato</i>				57

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

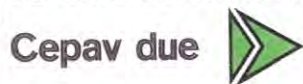
Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 11	Codifica Documento E E2 C L IV 34 A 6 001	Rev. A	Foglio 4 di 123
---------	------------------	-------------	--	-----------	--------------------

7.5	SOLLECITAZIONI A SPICCATO FUSTO.....	58
7.5.1	<i>Azioni elementari</i>	58
7.5.2	<i>Sollecitazioni a spiccato fusto</i>	59
7.5.3	<i>Sollecitazioni oggetto di verifica</i>	61
7.6	SOLLECITAZIONI SULLA PALIFICATA DI FONDAZIONE.....	62
7.6.1	<i>Azioni elementari</i>	62
7.6.2	<i>Sollecitazioni sulla palificata di fondazione</i>	63
7.7	SOLLECITAZIONE SUI PALI DI FONDAZIONE.....	65
7.8	SOLLECITAZIONI SUL PARAGHIAIA	70
7.9	SOLLECITAZIONI SUI MURI DI RISVOLTO E SULLE ORECCHIE	73
7.9.1	<i>Giudizio motivato di accettabilità dei risultati</i>	81
7.10	SOLLECITAZIONI SULLA PLATEA DI FONDAZIONE	84
7.11	SOLLECITAZIONI SUI RITEGNI	85
7.11.1	<i>Ritegni trasversali</i>	85
7.11.1	<i>Ritegni longitudinali</i>	85
8	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	86
8.1	PARAGHIAIA	86
8.1.1	<i>Verifiche agli SLU</i>	86
8.1.1.1	<i>Verifica a flessione</i>	86
8.1.1.2	<i>Verifica a Taglio</i>	87
8.1.2	<i>Verifiche agli SLE</i>	88
8.1.2.1	<i>Verifiche tensionali</i>	88
8.1.2.2	<i>Verifiche a fessurazione</i>	89
8.2	MURI DI RISVOLTO (MENSOLA ORIZZONTALE).....	90
8.2.1	<i>Verifiche agli SLU</i>	90
8.2.1.1	<i>Verifica a flessione</i>	90
8.2.1.2	<i>Verifica a Taglio</i>	91
8.2.2	<i>Verifiche agli SLE</i>	92
8.2.2.1	<i>Verifiche tensionali</i>	92
8.2.2.2	<i>Verifiche a fessurazione</i>	93
8.3	MURI DI RISVOLTO (MENSOLA VERTICALE)	94



8.3.1	Verifiche agli SLU.....	94
8.3.1.1	Verifica a flessione.....	94
8.3.1.2	Verifica a Taglio.....	95
8.3.2	Verifiche agli SLE.....	96
8.3.2.1	Verifiche tensionali.....	96
8.3.2.2	Verifiche a fessurazione.....	97
8.4	ORECCHIE.....	98
8.4.1	Verifiche agli SLU.....	98
8.4.1.1	Verifica a flessione.....	98
8.4.1.2	Verifica a Taglio.....	99
8.4.2	Verifiche agli SLE.....	100
8.4.2.1	Verifiche tensionali.....	100
8.4.2.2	Verifiche a fessurazione.....	101
8.5	SEZIONE DI SPICCATO FUSTO.....	102
8.5.1	Verifiche agli SLU.....	102
8.5.1.1	Verifica a flessione.....	102
8.5.1.2	Verifica a Taglio.....	103
8.5.2	Verifiche agli SLE.....	104
8.5.2.1	Verifiche tensionali.....	104
8.5.2.2	Verifiche a fessurazione.....	105
8.6	PLATEA DI FONDAZIONE.....	106
8.6.1	Verifiche agli SLU.....	106
8.6.1.1	Verifica a flessione.....	106
8.6.1.2	Verifica a Taglio.....	107
8.6.2	Verifiche agli SLE.....	108
8.6.2.1	Verifiche tensionali.....	108
8.6.2.2	Verifiche a fessurazione.....	109
8.7	PALI DI FONDAZIONE – SEZIONE TESTA PALO (PROFONDITÀ 0.00M).....	110
8.7.1	Verifiche agli SLU.....	110
8.7.1.1	Verifica a flessione.....	110
8.7.1.2	Verifica a Taglio.....	111
8.7.2	Verifiche agli SLE.....	112
8.7.2.1	Verifiche tensionali.....	112
8.7.2.2	Verifiche a fessurazione.....	113

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 11	Codifica Documento E E2 C L IV 34 A 6 001	Rev. A	Foglio 6 di 123
---------	------------------	-------------	--	-----------	--------------------

8.8	PALI DI FONDAZIONE – PRIMA SEZIONE CAMBIO ARMATURA (PROFONDITÀ 10.50M).....	114
8.8.1	<i>Verifiche agli SLU</i>	114
8.8.1.1	<i>Verifica a flessione</i>	114
8.8.1.2	<i>Verifica a Taglio</i>	115
8.8.2	<i>Verifiche agli SLE</i>	116
8.8.2.1	<i>Verifiche tensionali e a fessurazione</i>	116
8.9	PALI DI FONDAZIONE – SECONDA SEZIONE CAMBIO ARMATURA (PROFONDITÀ 15.00M).....	117
8.9.1	<i>Verifiche agli SLU</i>	117
8.9.1.1	<i>Verifica a flessione</i>	117
8.9.1.2	<i>Verifica a Taglio</i>	118
8.9.2	<i>Verifiche agli SLE</i>	119
8.9.2.1	<i>Verifiche tensionali e a fessurazione</i>	119
8.10	RITEGNI.....	120
8.10.1	<i>Ritegni trasversali</i>	120
8.10.2	<i>Ritegni longitudinali</i>	121
9	VERIFICA DI PORTANZA VERTICALE DELLA PALIFICATA.....	122



1 PREMESSA

La presente relazione riguarda l'analisi, il dimensionamento e la verifica dei principali elementi strutturali della spalla A del cavalcaferrovia denominato "Cavalcaferrovia via Grezze – IV34" che sovrappassa la futura linea AV/AC Milano-Verona in prossimità della progressiva 121+563,218.

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 3.70m (1.85m ognuno).

Il cavalcaferrovia, di lunghezza complessiva di 175.00m, è costituito da 4 campate con luci variabili da 35.00m a 55.00m.

L'impalcato è della tipologia mista "acciaio-calcestruzzo" costituito da 2 travi a "doppio T" in acciaio di altezza variabile e soletta in calcestruzzo armato gettato in opera di spessore variabile da 0.22m a 0.30m. Le due travi sono collegate in campata, sulle pile e sulle spalle da diaframmi a parete piena posti ad interasse di 5.00m.

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 miscela 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 Ø1500 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.

Le pile sono a setto continuo in c.a, di spessore 1.20m e larghezza 8.20m. Le dimensioni in altezza sono determinate dall'andamento altimetrico del tracciato stradale e dallo spessore dell'impalcato.

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

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 C L IV 34 A 6 001

Rev.
A

Foglio
8 di 123

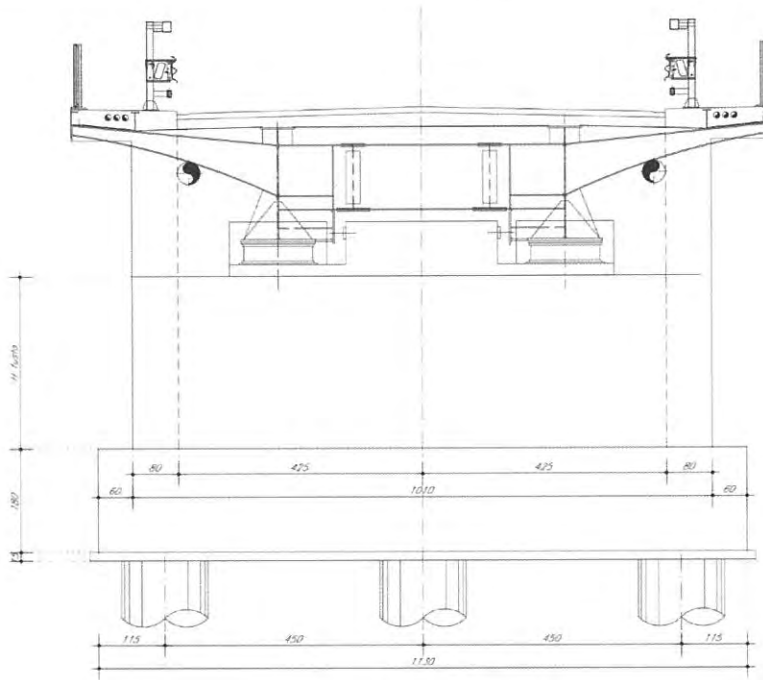


Figura 1 - Vista frontale

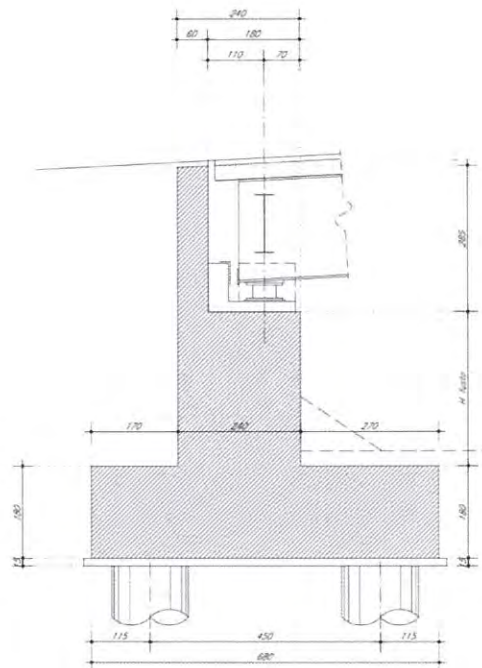


Figura 2 – Sezione in asse tracciamento

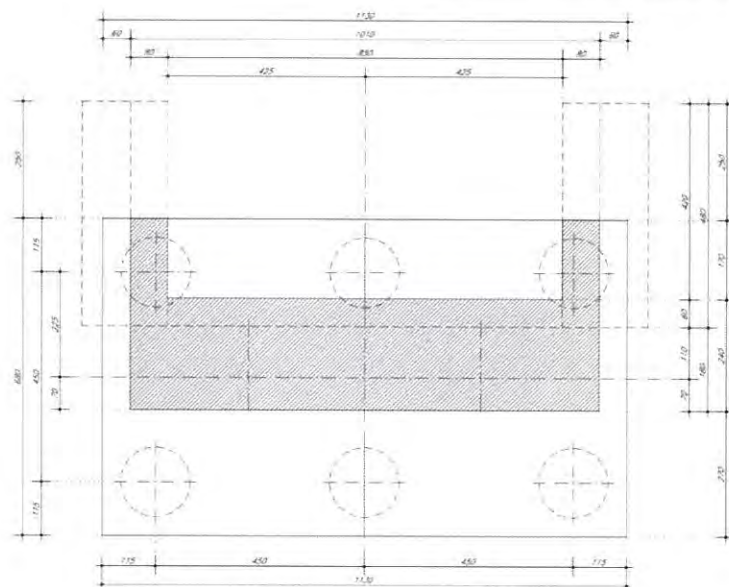


Figura 3 – Pianta fondazione e spiccato elevazione

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

	L campata [m]	H fusto [m]	Tipo di fondazione
SpA	40.00	3.80	6 pali 1500
P1	45.00	5.40	8 pali 1200
P2	55.00	6.80	8 pali 1200
P3	35.00	4.90	diaframmi
SpB		3.00	6 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 - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici”;
- UNI EN 1991-1-4 (Eurocodice 1) – Luglio 2005: “Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento”;
- UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: “Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1993-1-1 (Eurocodice 3) – Agosto 2005: “Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8) – Marzo 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici”;
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale;
- UNI EN 197-1:2011 – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni;
- UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l’applicazione delle EN 206-1;
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”.

2.2 Normativa specifica per i ponti stradali

- UNI EN 1991-2-1 (Eurocodice 1) – Marzo 2005: “Azioni sulle strutture – Parte 2: Carichi da traffico sui ponti”;
- UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2) – Gennaio 2006: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti in calcestruzzo - progettazione e dettagli costruttivi”;
- UNI EN 1993-2 (Eurocodice 3) – Gennaio 2007: “Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 2: Ponti di acciaio”;
- UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti”.



2.3 Geotecnica, fondazioni e geologia

- UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7) – Febbraio 2005: “Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”;
- UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- UNI EN 1536:2010: “Esecuzione di lavori geotecnici speciali – Pali trivellati”.

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

4 ELABORATI DI RIFERIMENTO

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

IV00 - CAVALCAFERROVIA TIPOLOGICO

PRESCRIZIONI MATERIALI E NOTE GENERALI

STRADE CATEGORIA F2 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

INOR11EE24TV0000001
 INOR11EE2B2V000A5001
 INOR11EE2B2V000A4001
 INOR11EE2B2V000A5004
 INOR11EE2DZV000A5001
 INOR11EE2B2V000A1001
 INOR11EE2B2V000A4001
 INOR11EE2B2V000A4002

IV34 - CAVALCAFERROVIA VIA GREZZE - PK 121+563,218

RELAZIONE TECNICA GENERALE CAVALCAFERROVIA

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A
 RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B
 RELAZIONE DI CALCOLO PILE

RELAZIONE SUL COMPORTAMENTO SISMICO DELL'OPERA, APPOGGI, RITEGNI SISMICI E GIUNTI DI DILATAZIONE
 RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

PIANTA FONDAZIONI E PIANTE IMPALCATO - tav. 1/2

PIANTA FONDAZIONI E PIANTE IMPALCATO - tav. 2/2

SEZIONE LONGITUDINALE, PROSPETTO LONGITUDINALE E SEZIONE TRASVERSALE - tav. 1/2

SEZIONE LONGITUDINALE, PROSPETTO LONGITUDINALE E SEZIONE TRASVERSALE - tav. 2/2

PIANTA TRACCIAMENTO SOTTOSTRUTTURE E PLINTI DI FONDAZIONE

PIANTA SCAVI

CARPENTERIA SPALLA A

CARPENTERIA SPALLA B

CARPENTERIA PILA P1-P2

CARPENTERIA PILE P3

ARMATURA PALI DI FONDAZIONE SPALLE

ARMATURA PALI DI FONDAZIONE PILE

ARMATURA SPALLA A - TAV. 1/2

ARMATURA SPALLA A - TAV. 2/2

ARMATURA SPALLA B - TAV. 1/2

ARMATURA SPALLA B - TAV. 2/2

ARMATURA PLINTI DI FONDAZIONE PILE P1-P2

ARMATURA DIAFRAMMI DI FONDAZIONE PILA P3

ARMATURA FUSTO PILA P1

ARMATURA FUSTO PILA P2

ARMATURA FUSTO PILA P3

ARMATURA BAGGIOLI E RITEGNI ANTISISMICI SU SPALLE

DISPOSITIVI DI APPOGGIO E GIUNTI

CARPENTERIA METALLICA IMPALCATO - DISEGNO D'ASSIEME - tav. 1/2

CARPENTERIA METALLICA IMPALCATO - DISEGNO D'ASSIEME - tav. 2/2

CARPENTERIA METALLICA IMPALCATO - TRAVERSI - tav. 1/3

CARPENTERIA METALLICA IMPALCATO - TRAVERSI - tav. 2/3

CARPENTERIA METALLICA IMPALCATO - TRAVERSI - tav. 3/3

CARPENTERIA METALLICA IMPALCATO - DETTAGLI

LASTRE TRALICCIATE IMPALCATO - tav. 1/2

LASTRE TRALICCIATE IMPALCATO - tav. 2/2

ARMATURA SOLETTA IMPALCATO - tav. 1/2

ARMATURA SOLETTA IMPALCATO - tav. 2/2

FASI COSTRUTTIVE

RELAZIONE GEOTECNICA

PROFILO STRATIGRAFICO

INOR11EE2R0V34A0001
 INOR11EE2CLIV34A6001
 INOR11EE2CLIV34A6002
 INOR11EE2CLIV34A4001
 INOR11EE2CLIV34A0001
 INOR11EE2CLV34A5001
 INOR11EE2P9V34A0001
 INOR11EE2P9V34A0002
 INOR11EE2P2V34A0001
 INOR11EE2P2V34A0002
 INOR11EE2P2V34A3001
 INOR11EE2P2V3401001
 INOR11EE2B2V34A6001
 INOR11EE2B2V34A6002
 INOR11EE2B2V34A4001
 INOR11EE2B2V34A4002
 INOR11EE2B2V34A3001
 INOR11EE2B2V34A3002
 INOR11EE2B2V34A6001
 INOR11EE2B2V34A6003
 INOR11EE2B2V34A6002
 INOR11EE2B2V34A6004
 INOR11EE2B2V34A3003
 INOR11EE2B2V34A3004
 INOR11EE2B2V34A4004
 INOR11EE2B2V34A4005
 INOR11EE2B2V34A4006
 INOR11EE2B2V34A6001
 INOR11EE2B2V34A5001
 INOR11EE2B2V34A5002
 INOR11EE2B2V34A5003
 INOR11EE2B2V34A5004
 INOR11EE2B2V34A5001
 INOR11EE2B2V34A5005
 INOR11EE2B2V34A5001
 INOR11EE2B2V34A5006
 INOR11EE2B2V34A5007
 INOR11EE2B2V34A5002
 INOR11EE2B2V34A5008
 INOR11EE2B2V34A1001
 INOR11EE2R2V3400001
 INOR11EE2F2V3400001



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 $a_g * S$ (§ 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:

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

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:

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

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

$$F_O = \delta * K_e$$

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 $\leq 15^\circ$). 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.

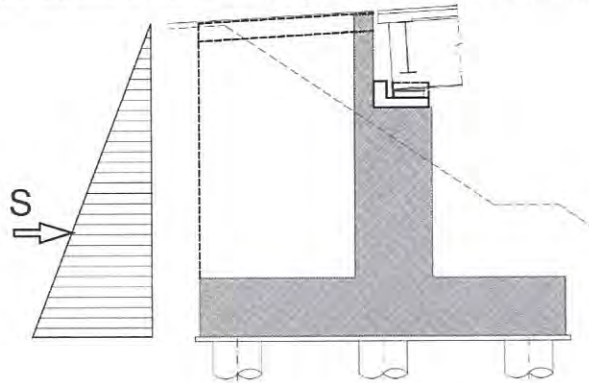
L'andamento delle tensioni orizzontali efficaci assume forma triangolare con valore massimo alla base:

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

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 $q_{es}=20.00 \text{ kN/m}^2$.

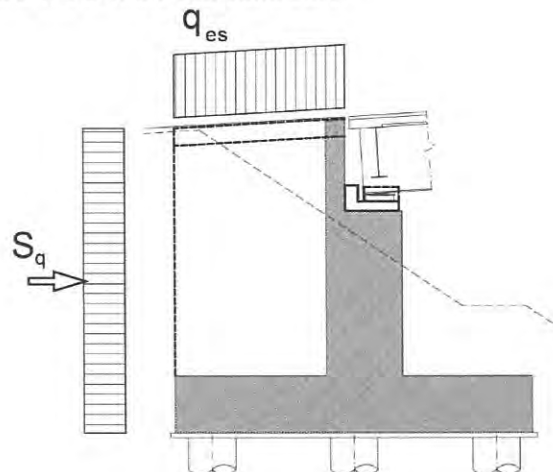
Il diagramma delle tensioni orizzontali che ne scaturiscono ha andamento costante con modulo pari a:

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

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 interraste 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 $\rightarrow (A1+M1+R1) \rightarrow STR$
- combinazione 2 $\rightarrow (A2+M1+R2) \rightarrow GEO$ (carico limite)

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	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_r	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_{Qt}	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

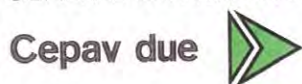
Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si considerano le combinazioni riportate nella seguente tabella:

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 $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
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

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 C L IV 34 A 6 001Rev.
AFoglio
22 di 123

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>	4 (folla)	---	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	---	0,0
<i>Neve q_s</i>	Vento a ponte carico	0,6		
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
<i>Temperatura</i>	esecuzione	0,8	0,6	0,5
	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

SLE Rare:

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

SLE Frequenti:

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

SLE Quasi Permanenti:

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

SLV:

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

5.4 Valutazione delle sollecitazioni sugli elementi strutturali

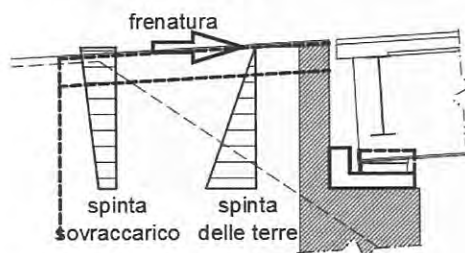
5.4.1 Paraghiaia

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)



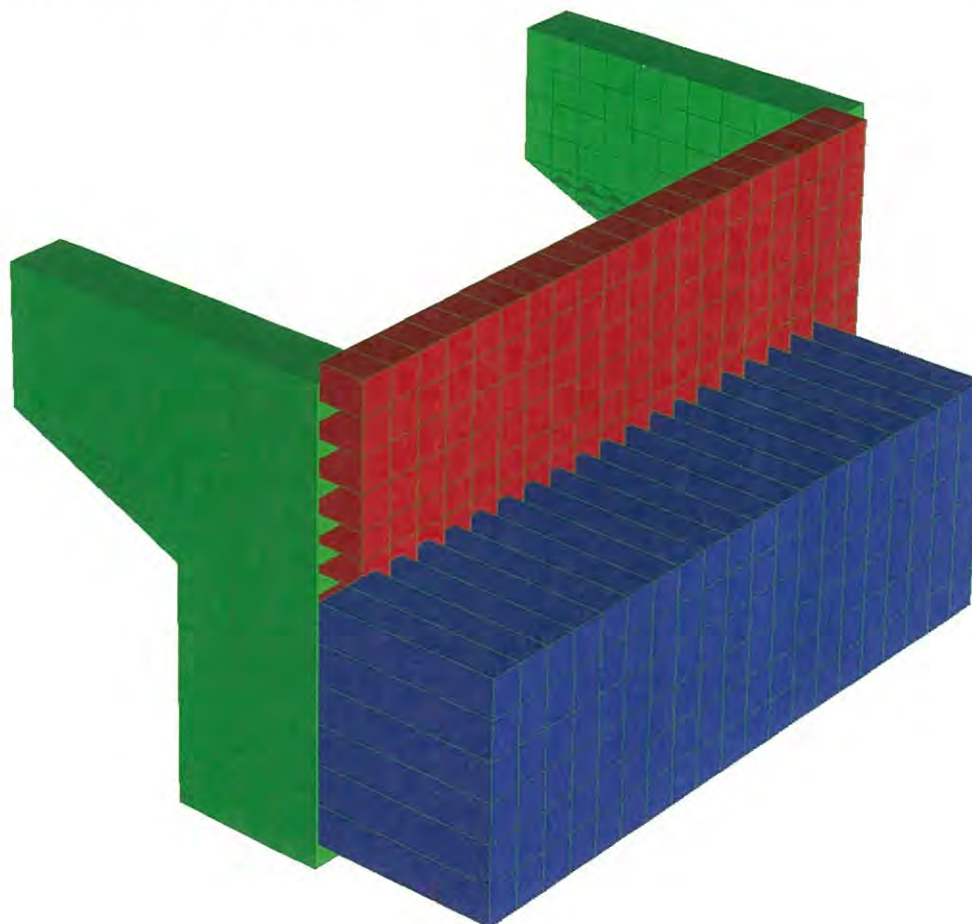
In considerazione dei rapporti dimensionali caratterizzanti il paraghiaia della spalla in oggetto, come funzionamento dimensionante, è assunto lo schema statico di mensola verticale incastrata alla base sul fusto. Nella direzione ortogonale verrà comunque disposta idonea armatura atta a garantire un 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".

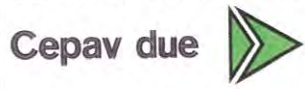
Le strutture in calcestruzzo sono vincolate rigidamente tra loro, mentre, i vincoli alla base, realizzati con incastri, riproducono il collegamento delle strutture in elevazione con la platea di fondazione.

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.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 C L IV 34 A 6 001

Rev.
A

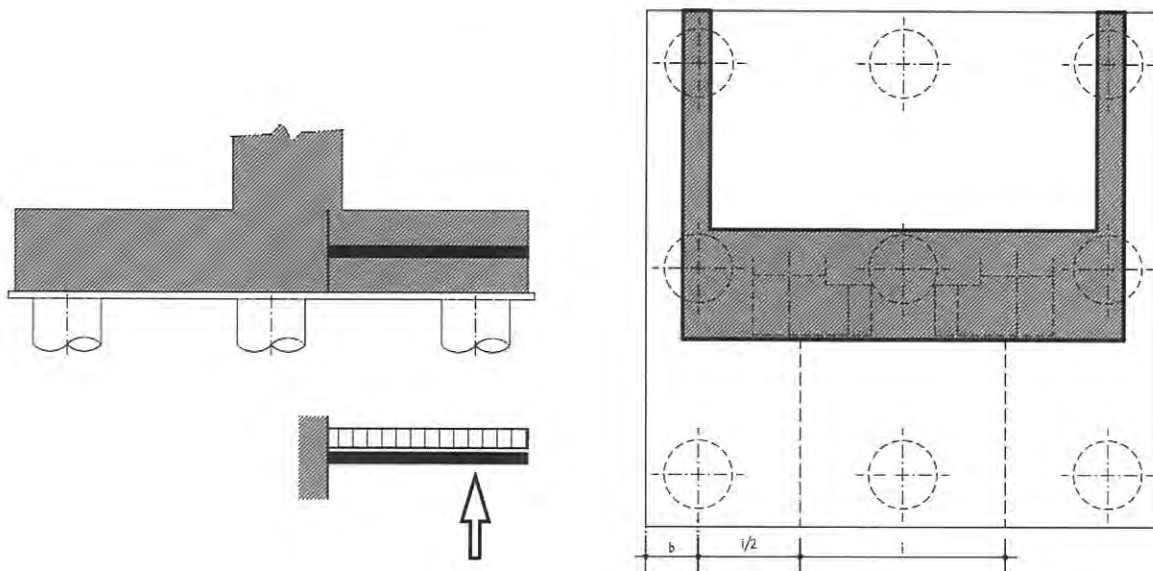
Foglio
28 di 123



5.4.3 Platea di fondazione

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

- l'interasse dei pali i
- il semi-interasse dei pali sommato alla larghezza dello sbalzo trasversale $i/2+b$



In corrispondenza degli allineamenti dei pali, ove si prevede una concentrazione degli stati sollecitativi e tensionali, viene prevista una quantità di armatura integrativa.

Vista la geometria globale della spalla non risultano significative le verifiche della platea in direzione trasversale e quelle dello sbalzo posteriore.

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:

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

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_l 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).

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 C L IV 34 A 6 001

Rev.
A

Foglio
31 di 123

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} ,

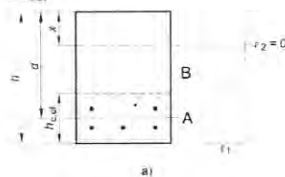
ρ_{eff} è pari ad $A_s/A_{c,eff}$,

$A_{c,eff}$ 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,

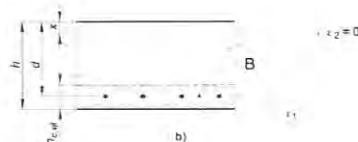
k_t è un fattore dipendente dalla durata del carico.

Legenda

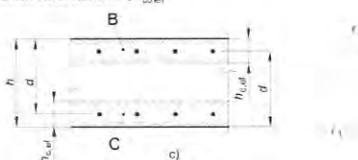
- a) Trave
 A Livello del baricentro dell’acciaio
 B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$



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



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





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_d
Strutture di elevazione	Aggressive	Frequente	$\leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$
		Quasi Permanente	$\leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$
Strutture di fondazione	Ordinarie	Frequente	$\leq w_3 = 0.4 \text{ mm}$
		Quasi Permanente	$\leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$
Pali di fondazione	Ordinarie	Frequente	$\leq w_3 = 0.4 \text{ mm}$
		Quasi Permanente	$\leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$

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

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

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

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:

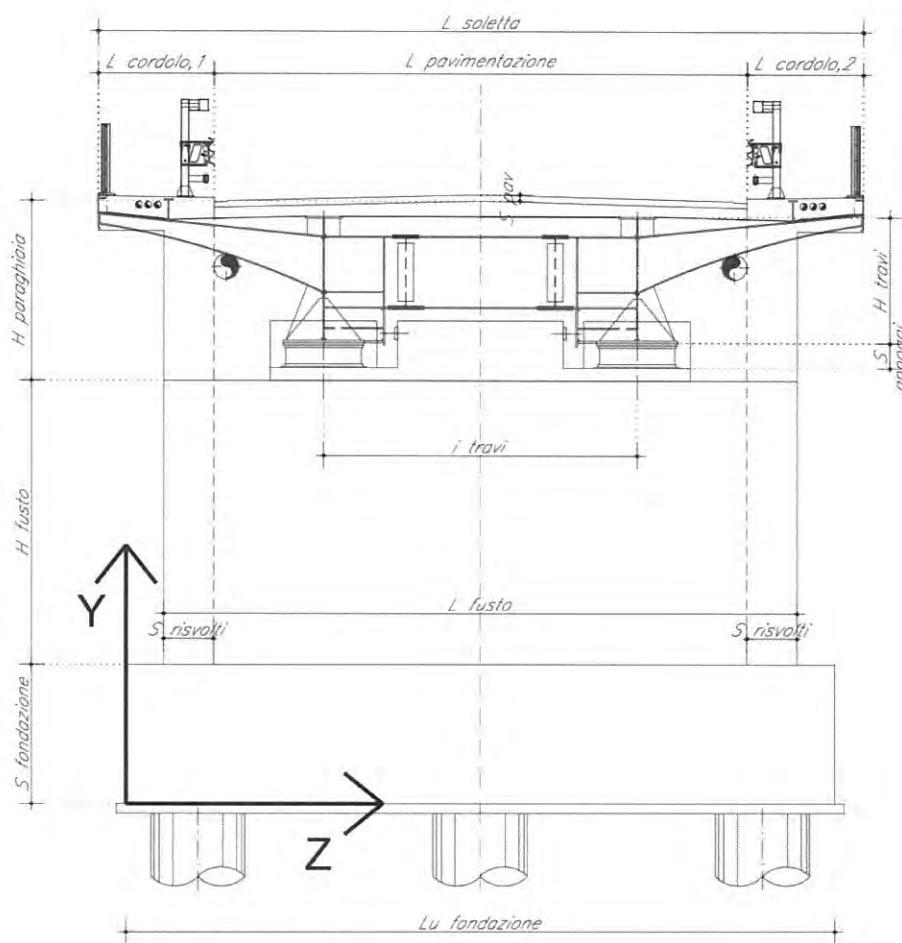
- Per le strutture di elevazione $f_{ck} = 32$ MPa da cui:
 - $\sigma_c < 0.60 f_{ck} = 19.2$ MPa per combinazione caratteristica (rara),
 - $\sigma_c < 0.45 f_{ck} = 14.4$ MPa per combinazione quasi permanente.
- Per le strutture di fondazione e per i pali di fondazione $f_{ck} = 25$ MPa da cui:
 -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



Doc. N.

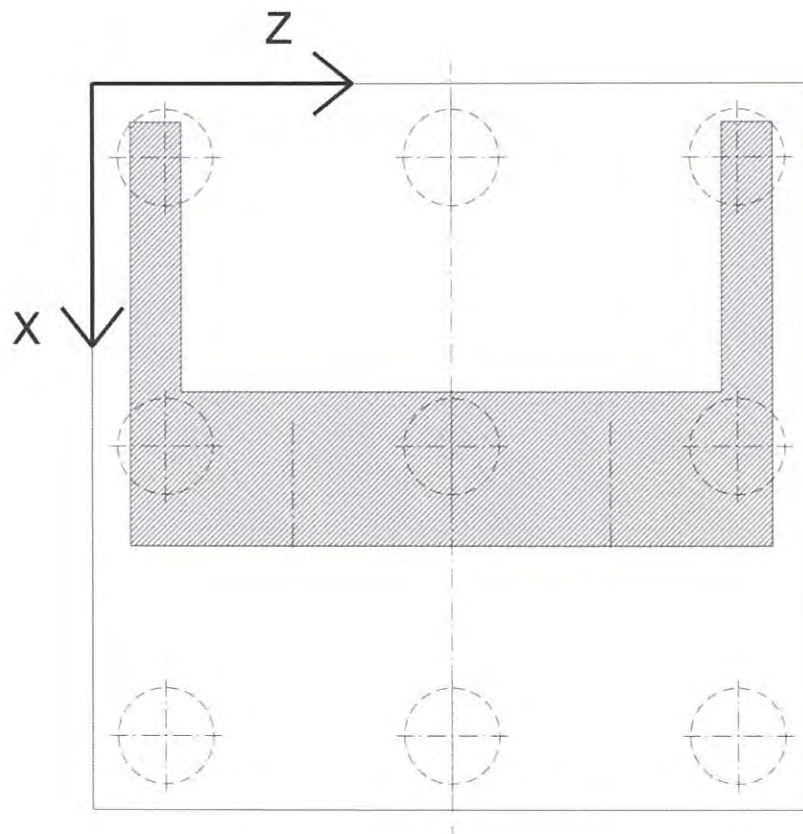
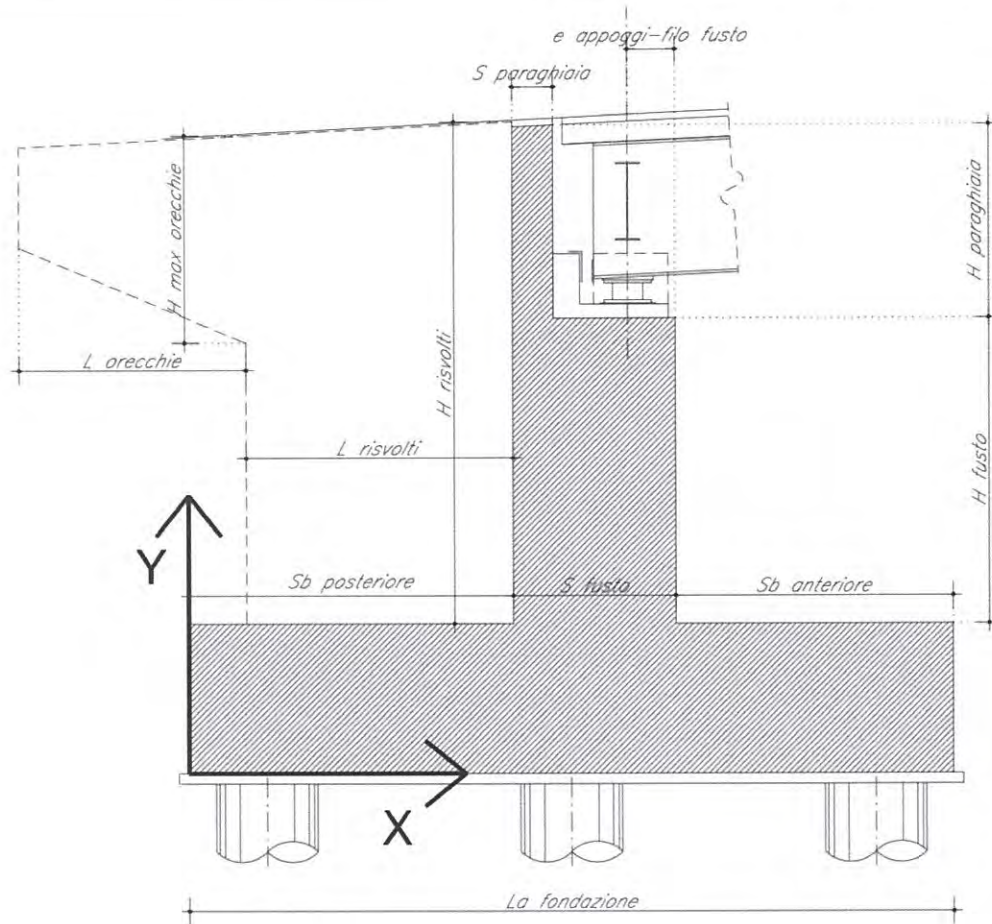
Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 C L IV 34 A 6 001

Rev.
A

Foglio
38 di 123





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}	175.00
Interasse travi (m)	i _{travi}	5.00
Altezza travi in corrispondenza dell'appoggio (m)	H _{travi}	2.00
Interasse appoggi (m)	i _{appoggi}	35-55-35
Lunghezza di afferenza alla spalla (m)	L _{afferenza(spalla)}	20.00
Larghezza pavimentazione (m)	L _{pavimentazione}	8.50
Spessore pavimentazione (m)	S _{pavimentazione}	0.10
Larghezza soletta (m)	L _{soletta}	12.20
Larghezza carreggiata (m)	L _{carreggiata}	8.50
Spessore medio soletta (m)	S _{soletta}	0.24
Larghezza cordolo n° 1 -a maggior z- (m)	L _{cordolo,1}	1.85
Larghezza cordolo n° 2 -a minor z- (m)	L _{cordolo,2}	1.85
Altezza max cordoli (m)	H _{max, cordoli}	0.15
Altezza media cordoli (m)	H _{media, cordoli}	0.15

Dati relativi agli appoggi ed alla curvatura impalcato

Spessore apparecchi di appoggio della spalla (m)	S _{appoggi}	0.25
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}	3.80
Spessore fusto spalla (m)	S_{fusto}	2.40
Lunghezza fusto spalla (m)	L_{fusto}	10.10
Eccentricità trasversale fusto rispetto alla platea (m)	$e_{\text{fusto-spalla}}$	0.00
Altezza media paraghiaia (m)	$H_{\text{paraghiaia}}$	2.85
Spessore paraghiaia (m)	$S_{\text{paraghiaia}}$	0.60
Altezza risvolti (m)	H_{risvolti}	6.65
Lunghezza risvolti (m)	L_{risvolti}	1.70
Spessore medio risvolti (m)	S_{risvolti}	0.80
Altezza massima orecchie (m)	H_{orecchie}	2.81
Lunghezza massima orecchie (m)	L_{orecchie}	2.50
Spessore medio orecchie (m)	S_{orecchie}	0.80

Dati relativi alla platea di fondazione

Lunghezza platea di fondazione (m)	$Lu_{\text{fondazione}}$	11.30
Larghezza platea di fondazione -lungo asse stradale- (m)	$La_{\text{fondazione}}$	6.80
Sbalzo anteriore (m)	$Sb_{\text{anteriore}}$	2.70
Sbalzo posteriore (m)	$Sb_{\text{posteriore}}$	1.70
Spessore platea (m)	$S_{\text{fondazione}}$	1.80

Dati relativi alla palificata di fondazione

Numero di pali	$n^{\circ} \text{ pali}$	6.00
Diametro pali (m)	$D \text{ pali}$	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.

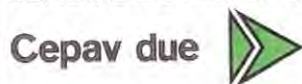
7.3.1 Carichi permanenti

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		2.80		12.20		=	34.16
Peso soletta	25.00			12.20	0.24	=	73.20
Totale strutturali							107.36
Pavimentazione		2.40		8.50		=	20.40
Cordoli	25.00			1.85	0.17	2 =	15.73
Barriere sicurezza e parapetto			2.50			2 =	5.00
Totale Permanenti Portati							41.13
Totale							148.49

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

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 C L IV 34 A 6 001Rev.
AFoglio
42 di 123

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:

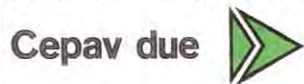
CARICHI VERTICALI DA TRAFFICO

SCHEMA DI CARICO 1	Corsia 1		Corsia 2		Corsia 3		Rimanente
Larghezza corsia [m]	3.00		3.00		0.00		2.50
Q_{ik} [kN] afferente a spalla	300	300	200	200	0	0	
Ascissa Tandem [m]	8.00	6.00	5.00	3.00	2.00	0.00	
<i>Rispetto a baricentro spiccato fusto:</i>							
Momento trasv. da carico tandem [kNm]	1,125.00	525.00	150.00	250.00	0.00	0.00	
<i>Rispetto a baricentro palificata:</i>							
Momento trasv. da carico tandem [kNm]	1,125.00	525.00	150.00	250.00	0.00	0.00	
q_{ik} [kN/m ²]	9.00		2.50		0.00		2.50
q_{ik} [kN] afferente a spalla	540.00		150.00		0.00		125.00
Ascissa colonna di carico [m]	7.00		4.00		2.50		1.25
<i>Rispetto a baricentro spiccato fusto:</i>							
Momento trasv. da carico distr. [kNm]	1,485.00		-37.50		0.00		-375.00
<i>Rispetto a baricentro palificata:</i>							
Momento trasv. da carico distr. [kNm]	1,485.00		-37.50		0.00		-375.00

CARICHI VERTICALI DA FOLLA

Q_{fk}	2.50 kN/m ²
Largh. pedonale 1	1.85 m
Largh. pedonale 2	1.85 m
$Q_{fk,1}$	4.63 kN/m
$Q_{fk,2}$	4.63 kN/m
$F_{marciapiede 1}$	93 kN
$F_{marciapiede 2}$	93 kN
$Z_{folla,marciapiede 1}$	-0.93 m
$Z_{folla,marciapiede 2}$	9.43 m

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 C L IV 34 A 6 001Rev.
AFoglio
43 di 123

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}	1,815 kN	SPICCATO FUSTO
N_{folla}	185 kN	
N_{tot}	2,000 kN	
$M_{\text{trasv,traffico}}$	2,623 kNm	
$M_{\text{trasv,folla}}$	0 kNm	
$M_{\text{trasv,tot}}$	2,623 kNm	
$M_{\text{long,traffico}}$	908 kNm	
$M_{\text{long,folla}}$	93 kNm	
$M_{\text{long,tot}}$	1,000 kNm	
N_{traffico}	1,815 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
N_{folla}	185 kN	
N_{tot}	2,000 kN	
$M_{\text{trasv,traffico}}$	2,623 kNm	
$M_{\text{trasv,folla}}$	479 kNm	
$M_{\text{trasv,tot}}$	3,101 kNm	
$M_{\text{long,traffico}}$	0 kNm	
$M_{\text{long,folla}}$	0 kNm	
$M_{\text{long,tot}}$	0 kNm	

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		
$T_{\text{long, frenatura}}$	138.14 kN	SPICCATO FUSTO
e_{vert}	4.40 m	
e_{trasv}	0.00 m	
$M_{\text{long, frenatura}}$	608 kNm	
$M_{\text{torc, frenatura}}$	0.00 kNm	
$T_{\text{long, frenatura}}$	138.14 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
e_{vert}	6.20 m	
e_{trasv}	0.00 m	
$M_{\text{long, frenatura}}$	856 kNm	
$M_{\text{torc, frenatura}}$	0.00 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}	567 kN	SPICCATO FUSTO
e_{vert}	4.40 m	
e_{trasv}	0.00	
M_{long}	2,495 kNm	
M_{torc}	0.00 kNm	

T_{long}	567 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
e_{vert}	6.20 m	
e_{trasv}	0.00	
M_{long}	3,515 kNm	
M_{torc}	0.00 kNm	



7.3.6 Azione del vento

Pressione vento	2.50 kPa
L 1° campata	40.00 m
% afferenza carico vento alla spalla	50.00 %
H impalcato	2.50 m
H barriera	3.00 m

T _{trasm}	275 kN	SPICCATO FUSTO
e _{vert}	4.4 m	
e _{long}	0.5 m	
M _{trasm}	1,966 kNm	
M _{torc}	138 kNm	

T _{trasm}	275 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
e _{vert}	6.2 m	
e _{long}	0.0 m	
M _{trasm}	2,461 kNm	
M _{torc}	0 kNm	

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	0.2360 g
a_{gv}	0.1500 g
F_0	2.4590
F_v	1.6100
T_{c^*}	0.2830 s
Categoria suolo	C
Categoria topografica	T1
S_t	1.0000
S_s	1.3518
S	1.352
C_c	1.5926
T_B	0.1502
T_c	0.4507
T_D	2.5440

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

Lunghezza totale ponte	175.00 m
Luce campata adiacente spalla fissa	40.00 m
$m_{\text{IMPALCATO TOTALE}}$	2,675,840.98 kg
$m_{\text{IMPALCATO AFFERENTE A SPALLA FISSA}}$	305,810.40 kg
% attrito	100.00 %
F SISMICA LONG	8,374.44 kN
% sisma in y (long.)	100.00 %
% sisma in x (trasv.)	30.00 %
% sisma in verticale	30.00 %

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due

ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 C L IV 34 A 6 001Rev.
AFoglio
47 di 123

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

N	341.96 kN	SPICCATO FUSTO
T _{long}	990.00 kN	
T _{trasv}	297.00 kN	
e _{vert}	4.40 m	
e _{trasv}	0.00 m	
e _{long}	0.50 m	
M _{trasv}	1,841.40 kNm	
M _{torc}	148.50 kNm	
M _{long}	4,526.98 kNm	

N	341.96 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
T _{long}	990.00 kN	
T _{trasv}	297.00 kN	
e _{vert}	6.20 m	
e _{trasv}	0.00 m	
e _x	0.00 m	
M _{trasv}	2,376.00 kNm	
M _{torc}	0.00 kNm	
M _{long}	6,138.00 kNm	

7.4 Azioni relative alla spalla

7.4.1 Peso proprio

Elemento strutturale	N (kN)	x_G (m)	y_G (m)
Paraghiaia	432	2.00	7.03
Muri d'ala	452	0.85	5.13
Orecchie	228	-1.15	7.31
Fusto	2,303	2.90	3.70
Plinto	3,458	3.40	0.90

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	2,735 kN	
M_{long}	-389 kNm	
γ	25.00 kN/m ³	INTRADOSSO FONDAZIONE
N	6,873 kN	
M_{long}	-3,946 kNm	
M_{trasv}	0 kNm	



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 C L IV 34 A 6 001Rev.
AFoglio
49 di 123

7.4.2 Forze inerziali degli elementi della spalla

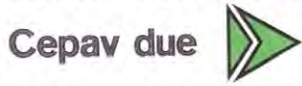
	Rispetto base fusto	Rispetto intradosso fondazione		
N	431.78	431.78	kN	PARAGHIAIA
Massa _{paraghiaia}	44,013.76	44,013.76	kg	
T _{long}	137.75	137.75	kN	
e _{vert,paraghiaia}	5.23	7.03	m	
M _{long,paraghiaia}	719.73	967.68	kNm	
T _{trav}	41.32	41.32	kN	
M _{trav}	215.92	290.30	kNm	

N		452.20	kN	MURI D'ALA
Massa _{muri d'ala}		46,095.82	kg	
T _{long}		144.26	kN	
e _{vert,muri d'ala}		5.13	m	
M _{long,muri d'ala}		739.35	kNm	
T _{trav}		43.28	kN	
M _{trav}		221.81	kNm	

N	2,302.80	2,302.80	kN	FUSTO
Massa _{fusto}	234,740.06	234,740.06	kg	
T _{long}	734.65	734.65	kN	
e _{vert,fusto}	1.90	3.70	m	
M _{long,fusto}	1,395.84	2,718.22	kNm	
T _{trav}	220.40	220.40	kN	
M _{trav}	418.75	815.47	kNm	

N		3,457.80	kN	PLINTO
Massa _{plinto}		352,477.06	kg	
T _{long}		1,103.13	kN	
e _{vert,plinto}		0.90	m	
M _{long,plinto}		992.82	kNm	
T _{trav}		330.94	kN	
M _{trav}		297.84	kNm	

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 C L IV 34 A 6 001

Rev.
A

Foglio
50 di 123

Massa totale	278,753.82 kg	SPICCATO FUSTO
N _{sismica}	123.06 kN	
T _{long}	872.40 kN	
M _{long,plinto}	2,098.09 kNm	
T _{trav}	261.72 kN	
M _{trav}	634.67 kNm	
Massa totale	677,326.71 kg	INTRADOSSO FONDAZIONE
N _{sismica}	299.01 kN	
T _{long}	2,119.79 kN	
M _{long,plinto}	5,287.16 kNm	
T _{trav}	635.94 kN	
M _{trav}	1,625.42 kNm	

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due

ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 C L IV 34 A 6 001Rev.
AFoglio
51 di 123**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
$H_{\text{MEDIA PARAGHIAIA}}$	2.85 m
H_{FUSTO}	3.80 m
H_{PLINTO}	1.80 m
$H_{\text{media(spalla)}}$	8.45 m
$B_{\text{terreno imbarcato}}$	1.70 m
θ	0.00 °
$X_{G,\text{terreno imbarcato(MONTE)}}$	0.85 m
$X_{G,\text{terreno imbarcato(VALLE)}}$	5.45 m
$X_{G,\text{PALIFICATA}}$	3.40 m

Paraghiaia

$L_{\text{PARAGHIAIA}}$	10.10 m
$H_{\text{PARAGHIAIA}}$	2.85 m
$S_{\text{PARAGHIAIA}}$	315 kN
$Y_{S,\text{PARAGHIAIA}}$	6.55 m


Fusto

L_{FUSTO}	10.10 m
H_{FUSTO}	3.80 m
S_{FUSTO}	1,401 kN
$Y_{S,\text{FUSTO}}$	3.45 m

Plinto

L_{PLINTO}	11.30 m
H_{PLINTO}	1.80 m
S_{PLINTO}	1,180 kN
$Y_{S,\text{PLINTO}}$	0.86 m

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due 

ALTA SORVEGLIANZA


ITALFERR
 GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 C L IV 34 A 6 001Rev.
AFoglio
52 di 123

T _{long,spinta}	1,717 kN	SPICCATO FUSTO
M _{long,spinta}	3,805 kNm	
N _{terreno imbarcato}	0 kN	
M _{long,terreno imbarcato}	0 kNm	
N _{tot}	0 kN	
M _{long,tot}	3,805 kNm	
T _{long,spinta}	2,897 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
M _{long,spinta}	7,915 kNm	
N _{terreno imbarcato}	2,803 kN	
M _{long,terreno imbarcato}	-4,342 kNm	
N _{tot}	2,803 kN	
M _{long,tot}	3,574 kNm	

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 C L IV 34 A 6 001Rev.
AFoglio
53 di 123**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
$H_{\text{MEDIA PARAGHIAIA}}$	2.85 m
H_{FUSTO}	3.80 m
H_{PLINTO}	1.80 m
$H_{\text{media(spalla)}}$	8.45 m
$B_{\text{terreno imbarcato}}$	1.70 m
θ	0.00 °
$X_{G,\text{terreno imbarcato}}$	0.85 m
$X_{G,\text{terreno imbarcato(VALLE)}}$	5.45 m
$X_{G,\text{PALIFICATA}}$	3.40 m

Paraghiaia

$L_{\text{PARAGHIAIA}}$	10.10 m
$H_{\text{PARAGHIAIA}}$	2.85 m
$S_{\text{PARAGHIAIA}}$	195 kN
$Y_{S,\text{PARAGHIAIA}}$	6.55 m


Fusto

L_{FUSTO}	10.10 m
H_{FUSTO}	3.80 m
S_{FUSTO}	867 kN
$Y_{S,\text{FUSTO}}$	3.45 m

Plinto

L_{PLINTO}	11.30 m
H_{PLINTO}	1.80 m
S_{PLINTO}	731 kN
$Y_{S,\text{PLINTO}}$	0.86 m

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due 

ALTA SORVEGLIANZA


ITALFERR
 GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 C L IV 34 A 6 001Rev.
AFoglio
54 di 123

$T_{long,spinta}$	1,062 kN	SPICCATO FUSTO
$M_{long,spinta}$	2,355 kNm	
$N_{terreno imbarcato}$	0 kN	
$M_{long,terreno imbarcato}$	0 kNm	
N_{tot}	0 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
$T_{long,tot}$	1,062 kN	
$M_{long,tot}$	2,355 kNm	
$T_{long,spinta}$	1,793 kN	
$M_{long,spinta}$	4,899 kNm	
$N_{terreno imbarcato}$	2,803 kN	
$M_{long,terreno imbarcato}$	-4,342 kNm	
N_{tot}	2,803 kN	
$T_{long,tot}$	1,793 kN	
$M_{long,tot}$	557 kNm	

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due

ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 C L IV 34 A 6 001Rev.
AFoglio
55 di 1237.4.3.2 Traffico a tergo spalla

M1	
K0	0.38
q TRAFFICO	30.00 kN/m ²
H SPALLA	8.45 m
B PLINTO	6.80 m
H PLINTO	1.80 m
B TERRENO IMBARCATO	1.70 m
L PARAGHIAIA	10.10 m
X G.PALIFICATA	3.40 m

N	0 kN	SPICCATO FUSTO
T _{long}	774 kN	
M _{long}	2,575 kNm	

N	515 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
T _{long}	984 kN	
M _{long}	2,844 kNm	

7.4.3.3 Sovrappinta sismica del terreno di monte

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

M1	
$H_{\text{media(spalla)}}$	8.45 m
γ	20.00 kN/m ³
K_a	0.24
k_h	0.32
k_v	0.16
θ	15.38 °
α	90.00 °
β	0.00 °
δ	0.00 °
$K_{a,e}$	0.41
S_e	339.30 kN/m
S_a	169.85 kN/m
$\Delta\Sigma$	169.45 kN/m
$q_{\Delta\Sigma}$	20.05 kN/m/m
<u>Paraghiaia</u>	
$L_{\text{PARAGHIAIA}}$	10.10 m
$H_{\text{PARAGHIAIA}}$	2.85 m
$\Delta\Sigma_{e,\text{PARAGHIAIA}}$	577 kN
$Y_{Se,\text{PARAGHIAIA}}$	7.03 m
$M_{\text{long,PARAGHIAIA}}$	4,055 kNm
<u>Fusto</u>	
L_{FUSTO}	10.10 m
H_{FUSTO}	3.80 m
$\Delta\Sigma_{e,\text{FUSTO}}$	770 kN
$Y_{Se,\text{FUSTO}}$	3.70 m
$M_{\text{long,FUSTO}}$	2,848 kNm
<u>Plinto</u>	
L_{PLINTO}	11.30 m
H_{PLINTO}	1.80 m
$\Delta\Sigma_{e,\text{PLINTO}}$	408 kN
$Y_{Se,\text{PLINTO}}$	0.90 m
$M_{\text{long,PLINTO}}$	367 kNm

$T_{\text{long,spinta}}$	1,347 kN	SPICCATO FUSTO
$M_{\text{long,spinta}}$	4,478 kNm	
$T_{\text{long,spinta}}$	1,755 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
$M_{\text{long,spinta}}$	7,270 kNm	

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 C L IV 34 A 6 001Rev.
AFoglio
57 di 1237.4.3.4 Forse inerziali del terreno imbarcato

Massa terreno imbarcato	195,907.24 kg	SPICCATO FUSTO
$T_{long,SISMICA}$	613.12 kN	
Y_G	3.33 m	
$M_{long,SISMICA}$	2,038.63 kNm	
$T_{trasv,SISMICA}$	183.94 kN	
$M_{trasv,SISMICA}$	611.59 kNm	
$N_{SISMICA}$	0.00 kN	
X_G	-2.05 m	
$M_{long,SISMICA}$	0.00 kNm	INTRAD. FONDAZIONE
Massa terreno imbarcato	285,766.56 kg	
$T_{long,SISMICA}$	894.35 kN	
$Y_{G,terreno\ imbarcato\ MONTE}$	5.13 m	
$Y_{G,terreno\ imbarcato\ VALLE}$	2.30 m	
$M_{long,SISMICA}$	4,033.59 kNm	
$T_{trasv,SISMICA}$	268.30 kN	
$M_{trasv,SISMICA}$	1,375.06 kNm	
$N_{SISMICA}$	126.15 kN	
X_G	-2.55 m	

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	3,000	-	1,500	-	0	-
Inerzia sismica impalcato	342	990	4,527	297	1,841	149
Traffico impalcato	2,000	-	1,000	-	2,623	-
Frenatura e centrifuga	-	138	608	0	0	0
DT	-	567	2,495	-	-	0
Attrito	-	0	0	-	-	0
Vento	-	-	-	275	1,966	138
P.P. spalla	2,735	-	-389	-	-	-
Inerzia sismica spalla	123	872	2,098	262	635	-
Terreno imbarcato	0	-	0	-	-	-
Spinta statica terre a riposo	-	1,717	3,805	-	-	-
Spinta statica terre attiva	-	1,062	2,355	-	-	-
Sovrappinta sismica terre	-	1,347	4,478	-	-	-
Inerzia sismica terreno imbarcato	0	613	2,039	184	612	-
Traffico tergo spalla	0	774	2,575	-	-	-

7.5.2 Sollecitazioni a spiccato fusto

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

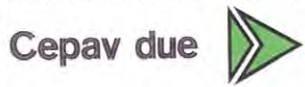
COMBO SLU-A1											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
N [kN]	7,742	7,742	7,742	7,742	7,742	7,742	10,442	10,442	9,762	9,762	9,762
T long [kN]	2,998	2,726	3,771	3,771	3,144	3,416	2,726	3,144	3,771	2,912	3,330
M long [kNm]	9,631	8,434	11,910	11,910	9,824	11,022	9,784	11,174	12,920	10,264	11,655
T trasv [kN]	0	413	0	248	413	248	248	248	248	248	248
M trasv [kNm]	0	2,949	0	1,770	2,949	1,770	5,310	5,310	4,418	4,418	4,418
M torc [kNm]	0	206	0	124	206	124	124	124	124	124	124

COMBO SLE - RARE											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
N [kN]	5,735	5,735	5,735	5,735	5,735	5,735	7,735	7,735	7,235	7,235	7,235
T long [kN]	2,284	2,057	2,831	2,831	2,367	2,593	2,057	2,367	2,831	2,195	2,505
M long [kNm]	7,411	6,413	8,988	8,988	7,443	8,441	7,413	8,443	9,738	7,771	8,801
T trasv [kN]	0	275	0	165	275	165	165	165	165	165	165
M trasv [kNm]	0	1,966	0	1,180	1,966	1,180	3,802	3,802	3,147	3,147	3,147
M torc [kNm]	0	138	0	83	138	83	83	83	83	83	83

COMBO SLE - FREQUENTE				
	1	2	3	4
N [kN]	5,735	5,735	5,735	7,235
T long [kN]	2,057	2,310	2,000	2,000
M long [kNm]	6,413	7,194	6,164	6,914
T trasv [kN]	0	0	55	0
M trasv [kNm]	0	0	393	1,967
M torc [kNm]	0	0	28	0

COMBO SLE - QP	
	1
N [kN]	5,735
T long [kN]	2,000
M long [kNm]	6,164
T trasv [kN]	0
M trasv [kNm]	0
M torc [kNm]	0

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 C L IV 34 A 6 001

Rev.
A

Foglio
60 di 123

**COMBO
SLV**

1

N [kN]	6,200
T long [kN]	5,168
M long [kNm]	17,856
T trasv [kN]	743
M trasv [kNm]	3,088
M torc [kNm]	149

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]	911	911	911	911	911	911	1,228	1,228	1,148	1,148	1,148
T long [kN]	353	321	444	444	370	402	321	370	444	343	392
M long [kNm]	1,133	992	1,401	1,401	1,156	1,297	1,151	1,315	1,520	1,208	1,371

COMBO SLE - RARE											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
N [kN]	675	675	675	675	675	675	910	910	851	851	851
T long [kN]	269	242	333	333	278	305	242	278	333	258	295
M long [kNm]	872	755	1,057	1,057	876	993	872	993	1,146	914	1,035

COMBO SLE - FREQUENTE				
	1	2	3	4
N [kN]	675	675	675	851
T long [kN]	242	272	235	235
M long [kNm]	755	846	725	813

COMBO SLE - QUASI PERMANENTE	
	1
N [kN]	675
T long [kN]	235
M long [kNm]	725

COMBO SLV	
	1
N [kN]	729
T long [kN]	608
M long [kNm]	2,101

7.6 Sollecitazioni sulla palificata di fondazione

7.6.1 Azioni elementari

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

SOLLECITAZIONI INTRADOSSO FONDAZIONE						
	N [kN]	T long [kN]	M long [kNm]	T trasv [kN]	M trasv [kNm]	M torc [kNm]
Pesi propri + portati impalcato	3,000	-	0	-	0	-
Inerzia sismica impalcato	342	990	6,138	297	2,376	0
Traffico impalcato	2,000	-	0	-	3,101	-
Frenatura e centrifuga	-	138	856	0	0	0
DT	-	567	3,515	-	-	0
Attrito	-	0	0	-	-	0
Vento	-	-	-	275	2,461	0
P.P. spalla	6,873	-	-3,946	-	0	-
Inerzia sismica spalla	299	2,120	5,287	636	1,625	-
Terreno imbarcato	2,803	-	-4,342	-	-	-
Spinta statica terre a riposo	-	2,897	7,915	-	-	-
Spinta statica terre attiva	-	1,793	4,899	-	-	-
Sovrappinta sismica terre	-	1,755	7,270	-	-	-
Inerzia sismica terreno imbarcato	126	894	3,712	268	1,375	-
Traffico tergo spalla	515	984	2,844	-	-	-

7.6.2 Sollecitazioni sulla palificata di fondazione

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

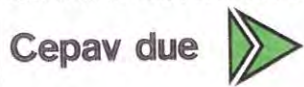
COMBO SLU-A1											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
N [kN]	17,113	17,113	17,808	17,808	17,391	17,391	19,813	20,091	19,828	19,133	19,411
T long [kN]	4,591	4,319	5,648	5,648	4,851	5,123	4,319	4,851	5,648	4,506	5,037
M long [kNm]	3,715	2,028	5,867	5,867	3,564	5,251	2,028	3,564	5,867	3,184	4,720
T trasv [kN]	0	413	0	248	413	248	248	248	248	248	248
M trasv [kNm]	0	3,692	0	2,215	3,692	2,215	6,402	6,402	5,347	5,347	5,347
M torc [kNm]	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

COMBO SLE RARA											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
N [kN]	12,676	12,676	13,191	13,191	12,882	12,882	14,676	14,882	14,691	14,176	14,382
T long [kN]	3,464	3,237	4,221	4,221	3,631	3,858	3,237	3,631	4,221	3,375	3,769
M long [kNm]	3,143	1,737	4,581	4,581	2,874	4,280	1,737	2,874	4,581	2,593	3,731
T trasv [kN]	0	275	0	165	275	165	165	165	165	165	165
M trasv [kNm]	0	2,461	0	1,477	2,461	1,477	4,578	4,578	3,803	3,803	3,803
M torc [kNm]	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

COMBO SLE FREQUENTE				
	1	2	3	4
N [kN]	12,676	12,882	12,676	14,176
T long [kN]	3,237	3,574	3,181	3,181
M long [kNm]	1,737	2,523	1,385	1,385
T trasv [kN]	0	0	55	0
M trasv [kNm]	0	0	492	2,326
M torc [kNm]	0	0	0	0

COMBO SLE - QP	
	1
N [kN]	12,676
T long [kN]	3,181
M long [kNm]	1,385
T trasv [kN]	0
M trasv [kNm]	0
M torc [kNm]	0

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 C L IV 34 A 6 001

Rev.
A

Foglio
64 di 123

**COMBO
SLV**

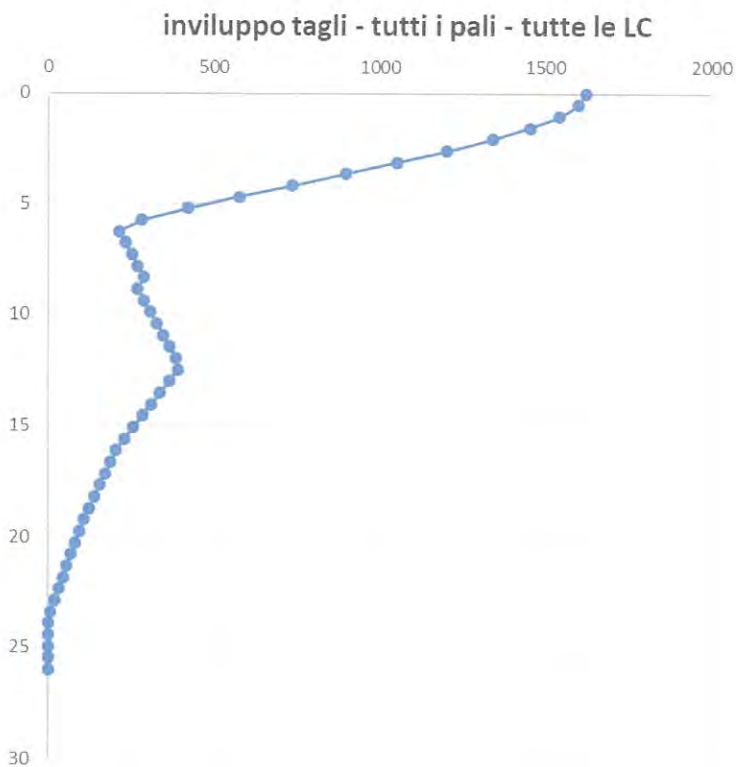
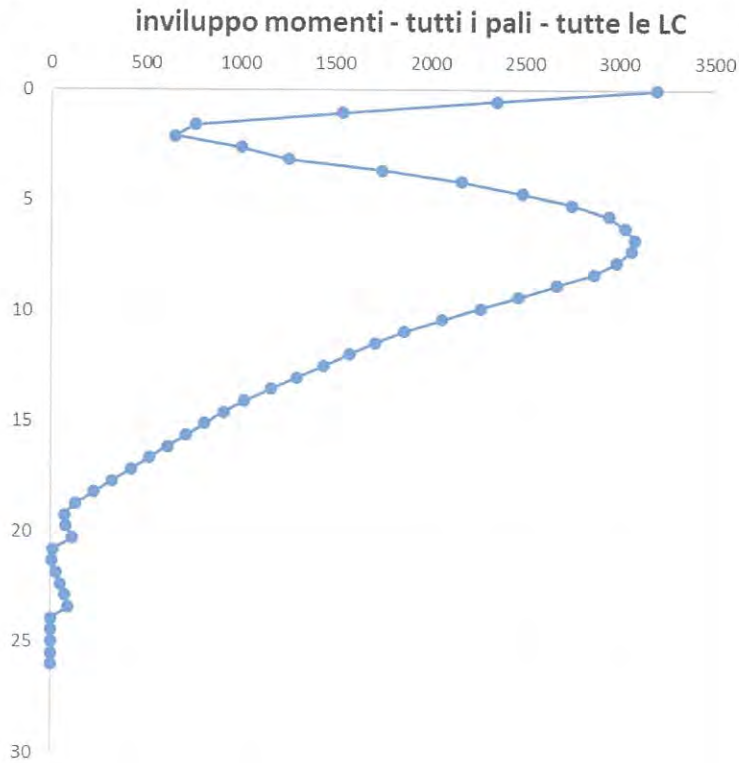
1

N [kN]	13,443
T long [kN]	7,835
M long [kNm]	20,775
T trasv [kN]	1,201
M trasv [kNm]	5,376
M torc [kNm]	0

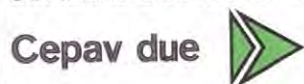


7.7 Sollecitazione sui pali di fondazione

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



GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 C L IV 34 A 6 001Rev.
AFoglio
66 di 123

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
SLU 1	-2125	-2125	-2125	-3579	-3579	-3579
SLU 2	-2021	-2243	-2466	-3238	-3461	-3683
SLU 3	-2008	-2008	-2008	-3928	-3928	-3928
SLU 4	-1874	-2008	-2141	-3795	-3928	-4062
SLU 5	-1927	-2149	-2371	-3425	-3648	-3870
SLU 6	-1897	-2031	-2164	-3633	-3766	-3899
SLU 7	-2360	-2693	-3027	-3577	-3911	-4244
SLU 8	-2265	-2599	-2933	-3764	-4098	-4431
SLU 9	-2061	-2344	-2627	-3982	-4265	-4548
SLU 10	-2216	-2499	-2782	-3595	-3878	-4162
SLU 11	-2122	-2405	-2688	-3782	-4065	-4349
SLE RA 1	-1547	-1547	-1547	-2678	-2678	-2678
SLE RA 2	-1497	-1645	-1794	-2432	-2580	-2728
SLE RA 3	-1471	-1471	-1471	-2926	-2926	-2926
SLE RA 4	-1382	-1471	-1560	-2837	-2926	-3015
SLE RA 5	-1427	-1575	-1724	-2570	-2719	-2867
SLE RA 6	-1388	-1477	-1566	-2728	-2817	-2906
SLE RA 7	-1741	-1979	-2216	-2676	-2913	-3151
SLE RA 8	-1672	-1909	-2146	-2815	-3052	-3289
SLE RA 9	-1521	-1721	-1921	-2976	-3176	-3376
SLE RA 10	-1635	-1835	-2036	-2690	-2890	-3090
SLE RA 11	-1565	-1766	-1966	-2828	-3028	-3229
SLE FR 1	-1645	-1645	-1645	-2580	-2580	-2580
SLE FR 2	-1600	-1600	-1600	-2694	-2694	-2694
SLE FR 3	-1640	-1670	-1700	-2526	-2555	-2585
SLE FR 4	-1809	-1920	-2031	-2694	-2805	-2917
SLE QP 1	-1670	-1670	-1670	-2555	-2555	-2555
SLV 1	905	432	-42	-4439	-4913	-5387

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA

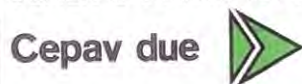


Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 C L IV 34 A 6 001Rev.
AFoglio
67 di 123**TAGLIO a testa palo (kN)**

Comb.	Palo 1	Palo 2	Palo 3	Palo 4	Palo 5	Palo 6
SLU 1	592	592	592	939	939	939
SLU 2	561	561	566	884	884	887
SLU 3	727	727	727	1156	1156	1156
SLU 4	728	728	729	1156	1156	1157
SLU 5	628	628	632	993	993	996
SLU 6	660	660	662	1049	1049	1050
SLU 7	559	559	561	882	882	884
SLU 8	626	626	628	992	992	993
SLU 9	728	728	729	1156	1156	1157
SLU 10	582	582	584	921	921	923
SLU 11	649	649	651	1031	1031	1032
SLE RA 1	446	446	446	709	709	709
SLE RA 2	420	420	423	662	662	664
SLE RA 3	543	543	543	864	864	864
SLE RA 4	544	544	544	864	864	865
SLE RA 5	470	470	472	743	743	745
SLE RA 6	497	497	498	790	790	791
SLE RA 7	419	419	420	661	661	662
SLE RA 8	469	469	470	743	743	743
SLE RA 9	543	543	544	864	864	865
SLE RA 10	436	436	437	690	690	691
SLE RA 11	486	486	487	771	771	772
SLE FR 1	418	418	418	661	661	661
SLE FR 2	461	461	461	730	730	730
SLE FR 3	411	411	411	649	649	649
SLE FR 4	411	411	411	649	649	649
SLE QP 1	411	411	411	649	649	649
SLV 1	1024	1024	1044	1611	1611	1623

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 C L IV 34 A 6 001Rev.
AFoglio
68 di 123**MOMENTO a testa palo (kN)**

Comb.	Palo 1	Palo 2	Palo 3	Palo 4	Palo 5	Palo 6
SLU 1	785	785	785	1247	1247	1247
SLU 2	810	810	813	1255	1255	1256
SLU 3	903	903	903	1463	1463	1463
SLU 4	904	904	904	1463	1463	1464
SLU 5	848	848	851	1338	1338	1340
SLU 6	823	823	824	1331	1331	1332
SLU 7	812	812	812	1256	1256	1255
SLU 8	850	850	849	1339	1339	1339
SLU 9	904	904	904	1464	1464	1463
SLU 10	794	794	793	1250	1250	1250
SLU 11	832	832	831	1334	1334	1333
SLE RA 1	576	576	576	922	922	922
SLE RA 2	597	597	598	928	928	929
SLE RA 3	666	666	666	1083	1083	1083
SLE RA 4	666	666	666	1083	1083	1083
SLE RA 5	625	625	626	990	990	991
SLE RA 6	604	604	605	984	984	985
SLE RA 7	599	599	598	929	929	929
SLE RA 8	626	626	626	991	991	991
SLE RA 9	667	667	666	1083	1083	1083
SLE RA 10	585	585	585	925	925	925
SLE RA 11	613	613	612	987	987	987
SLE FR 1	596	596	596	928	928	928
SLE FR 2	629	629	629	991	991	991
SLE FR 3	601	601	601	929	929	929
SLE FR 4	603	603	604	931	931	931
SLE QP 1	601	601	601	929	929	929
SLV 1	2026	2026	2083	3159	3159	3196

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due

ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 C L IV 34 A 6 001Rev.
AFoglio
69 di 123

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

SLU

Nmax (kN)	-1874
Nmin (kN)	-4548
Vmax (kN)	1157
Mmax (kN)	1464

SLV

Nmax (kN)	905
Nmin (kN)	-5387
Vmax (kN)	1623
Mmax (kN)	3196

SLE RARA

Nmax (kN)	-1382
Nmin (kN)	-3376
Vmax (kN)	865
Mmax (kN)	1083

SLE FREQUENTI

Nmax (kN)	-1600
Nmin (kN)	-2917
Vmax (kN)	730
Mmax (kN)	991

SLE QP

Nmax (kN)	-1670
Nmin (kN)	-2555
Vmax (kN)	649
Mmax (kN)	929

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.

$H_{\text{PARAGHIAIA}}$	2.85 m	Geometria
H_{SPALLA}	8.45 m	
$B_{\text{PARAGHIAIA}}$	0.6 m	
$B_{\text{PLINTO,MONTE}}$	1.7 m	
$Y_{\text{G,PARAGHIAIA}}$	1.425 m	
A (Area)	1.71 m ²	Inerzia sismica
N/metro	42.75 KN	
Massa	4357.80 Kg	
$T_{\text{long,sismica}}$	13.64 KN	
$M_{\text{long,sismica}}$	19.43 kNm	
k_0	0.384	Spinta riposo terre
γ	20 kN/m ³	
$S_{\text{PARAGHIAIA}}$	31.22 kN	
$Y_{\text{S,PARAGHIAIA}}$	0.95 m	
$T_{\text{long,riposo}}$	31.22 kN	
$M_{\text{long,riposo}}$	29.66 kNm	
k_a	0.238	Spinta attiva terre
γ	20 kN/m ³	
$S_{\text{PARAGHIAIA}}$	19.32 kN	
$Y_{\text{S,PARAGHIAIA}}$	0.95 m	
$T_{\text{long,attiva}}$	19.32 kN	
$M_{\text{long,attiva}}$	18.36 kNm	
k_h	0.319	Sovraspinta sismica
k_v	0.160	
θ	15.38 °	
α	90 °	
β	0 °	
δ	0 °	
$K_{a,e}$	0.410	
S_e	339.30 kN	
S_a	169.85 kN	



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 C L IV 34 A 6 001Rev.
AFoglio
71 di 123

$\Delta\Sigma$	169.45 kN	
$q_{\Delta\Sigma}$	20.05 kN/m	
$\Delta\Sigma_{e,PARAGHIAIA}$	57.15 kN	
$y_{Se,PARAGHIAIA}$	1.425 m	
$T_{long,\Delta\Sigma\varepsilon}$	57.15 KN	
$M_{long,\Delta\Sigma\varepsilon}$	81.44 kNm	

Massa terreno imbarcato	9877.68 kg	Inerzia terreno imbarcato
$T_{long,terreno}$	30.91 kN	
y_G	1.43 m	
$M_{long,terreno}$	44.05 kNm	

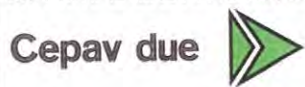
$q_{traffico}$	30.00 kN/m ²	Traffico tergo spalla
$T_{long,traffico}$	32.86 kN	
y_G	1.43 m	
$M_{long,traffico}$	46.83 kNm	

$Q_{1k,v}$	300.0 KN	Carichi orizz. da traffico
$Q_{1k,h}$	180.0 KN	
$T_{long,frenatura}$	34.3 KN	
$M_{long,frenatura}$	97.7 KNm	

Riassumendo:

	N [kN]	T long [kN]	M long [kNm]
Peso Proprio paraghiaia	42.8	0.0	0.0
Inerzia sismica	0.0	13.6	19.4
Spinta riposo delle terre	0.0	31.2	29.7
Spinta attiva delle terre	0.0	19.3	18.4
Sovraspinta sismica delle terre	0.0	57.2	81.4
Inerzia sismica terreno imbarcato	0.0	30.9	44.1
Traffico tergo spalla	0.0	32.9	46.8
Frenatura	0.0	34.3	97.7

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 C L IV 34 A 6 001Rev.
AFoglio
72 di 123

Si riportano quindi le combinazioni maggiormente dimensionanti:

COMBO SLU-STR

N [kN]	T long [kN]	M long [kNm]
57.7	108.1	200.0
57.7	86.5	103.3

COMBO SLV

N [kN]	T long [kN]	M long [kNm]
42.8	121.0	163.3

COMBO RARA

N [kN]	T long [kN]	M long [kNm]
42.8	78.6	146.1
42.8	64.1	76.5

COMBO FREQUENTE

N [kN]	T long [kN]	M long [kNm]
42.8	44.4	48.4

**COMBO QUASI
PERMANENTE**

N [kN]	T long [kN]	M long [kNm]
42.8	31.2	29.7

7.9 Sollecitazioni sui muri di risvolto e sulle orecchie

Si riportano i diagrammi delle caratteristiche delle sollecitazioni di momento flettente e taglio, che permettono di sintetizzare l'ordine di grandezza delle principali caratteristiche della sollecitazione.

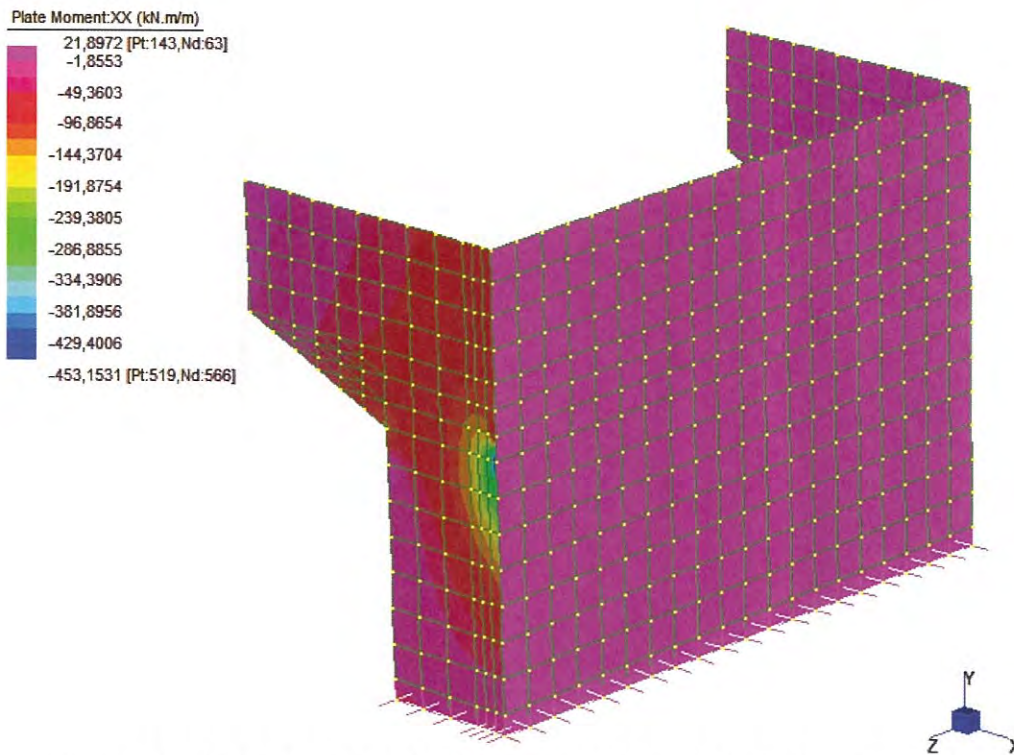


Figura 4 – Diagramma momento flettente piano orizzontale combinazione SLU

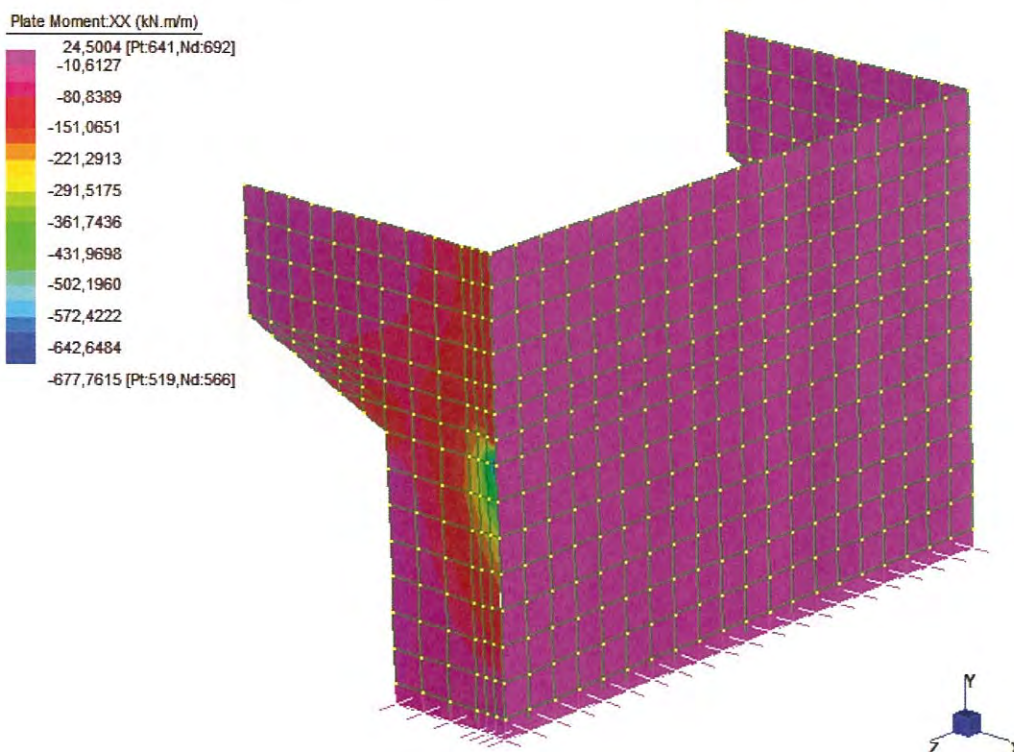


Figura 5 – Diagramma momento flettente piano orizzontale combinazione SLV

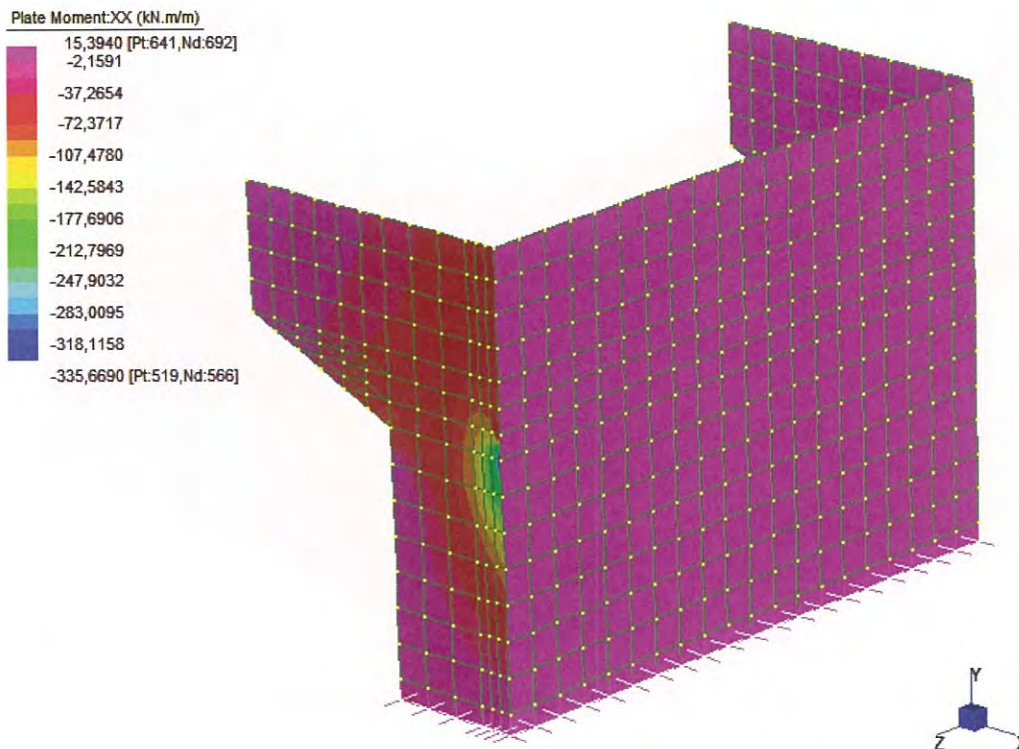


Figura 6 – Diagramma momento flettente piano orizzontale combinazione SLE Rare

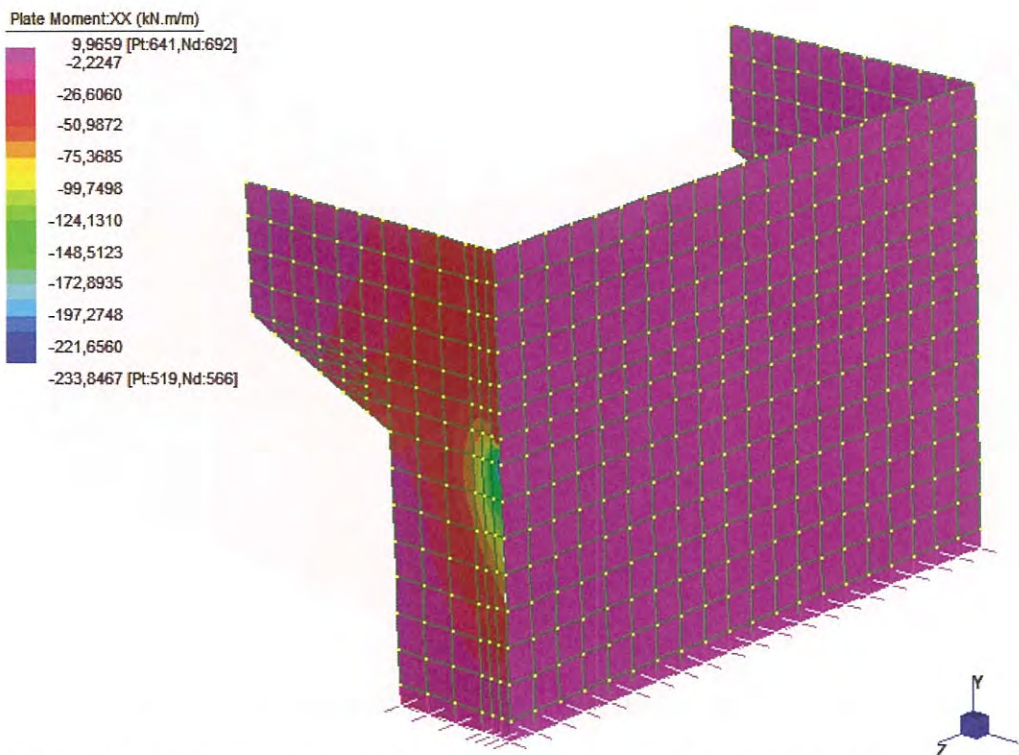


Figura 7 – Diagramma momento flettente piano orizzontale combinazione SLE Frequenti

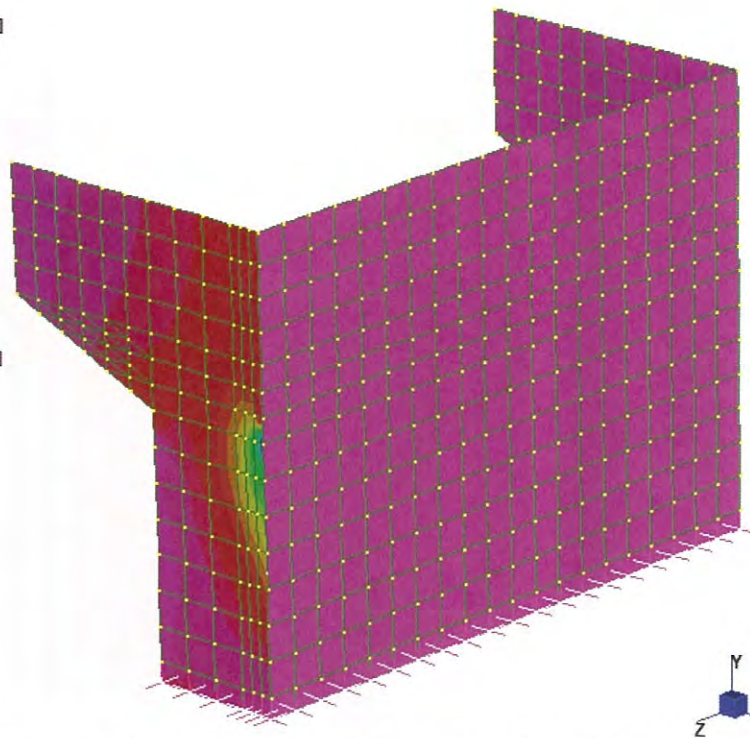
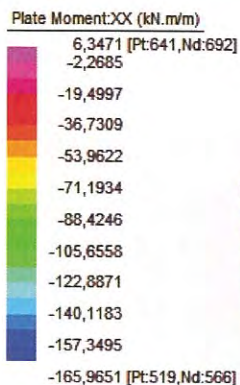


Figura 8 – Diagramma momento flettente piano orizzontale combinazione SLE Quasi Permanenti

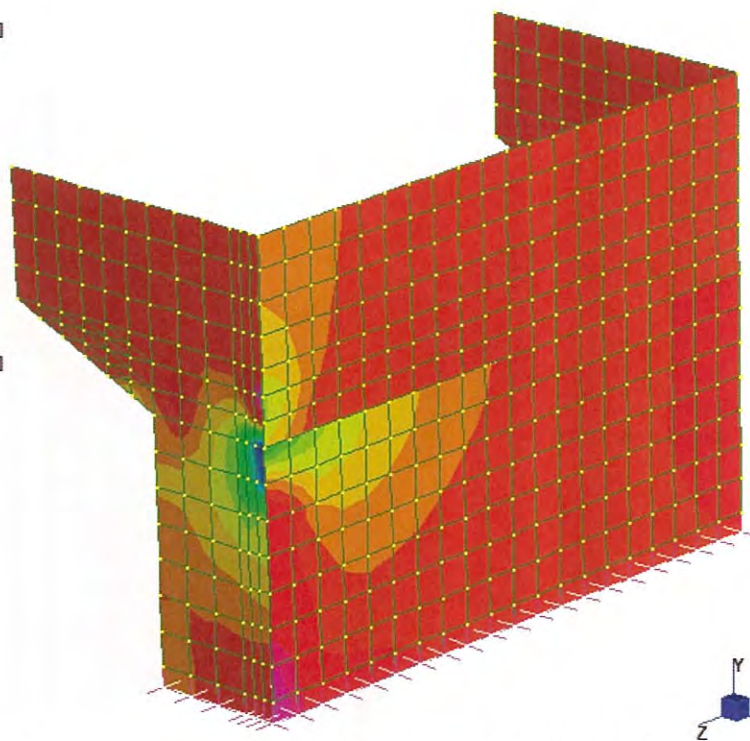
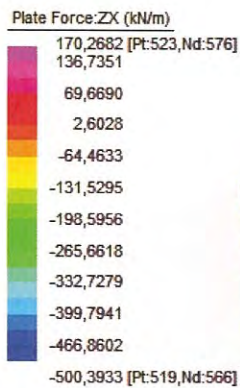


Figura 9 – Diagramma taglio piano orizzontale combinazione SLU

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 C L IV 34 A 6 001

Rev.
A

Foglio
76 di 123

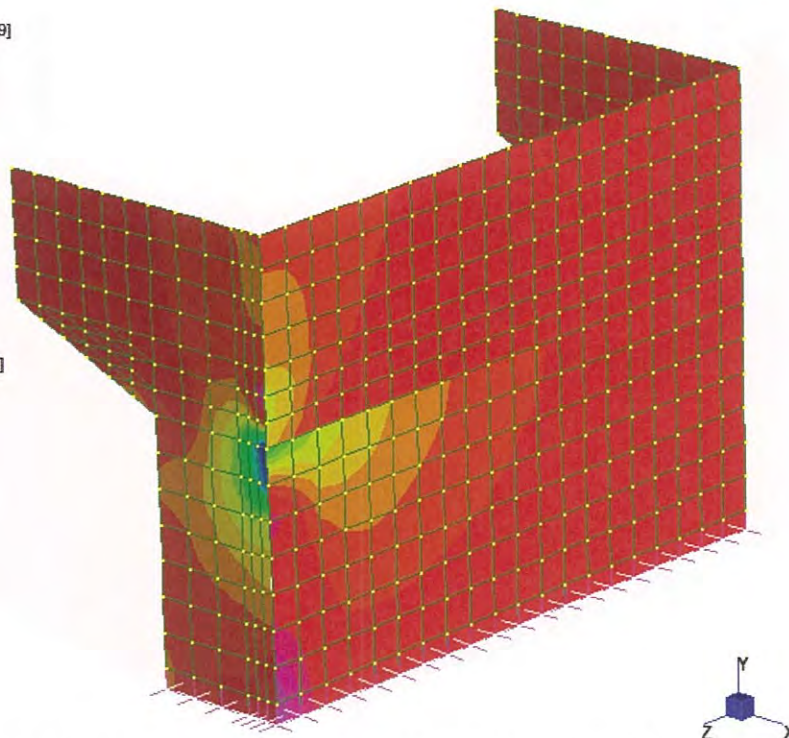
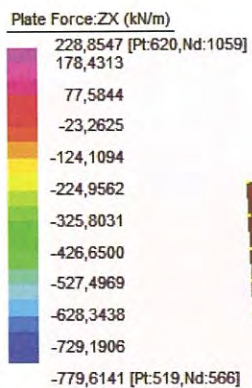


Figura 10 – Diagramma taglio piano orizzontale combinazione SLV

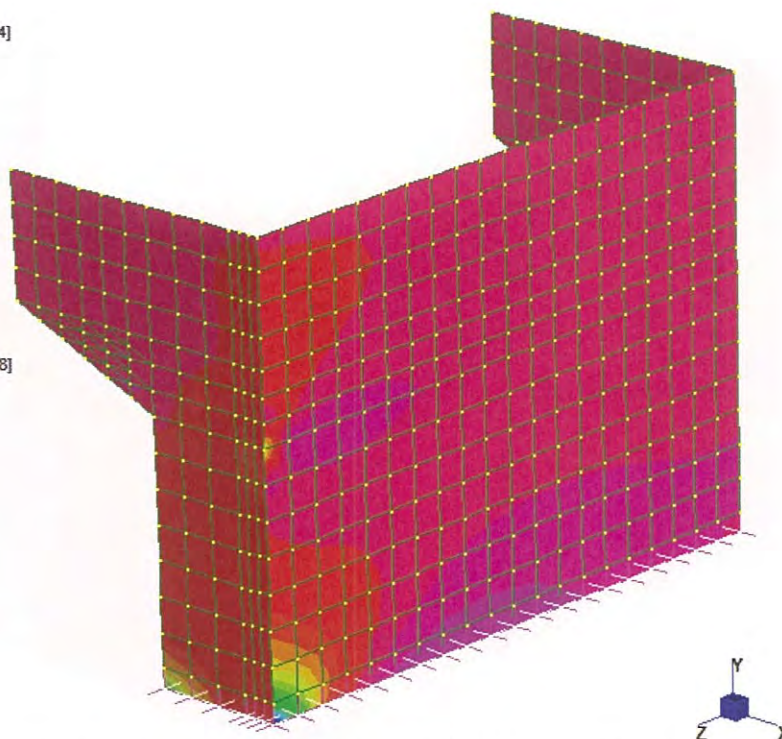
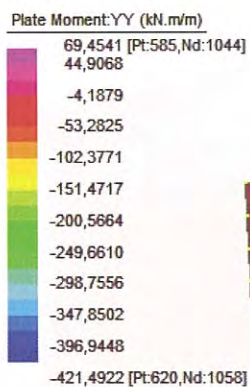


Figura 11 – Diagramma momento flettente piano verticale combinazione SLU

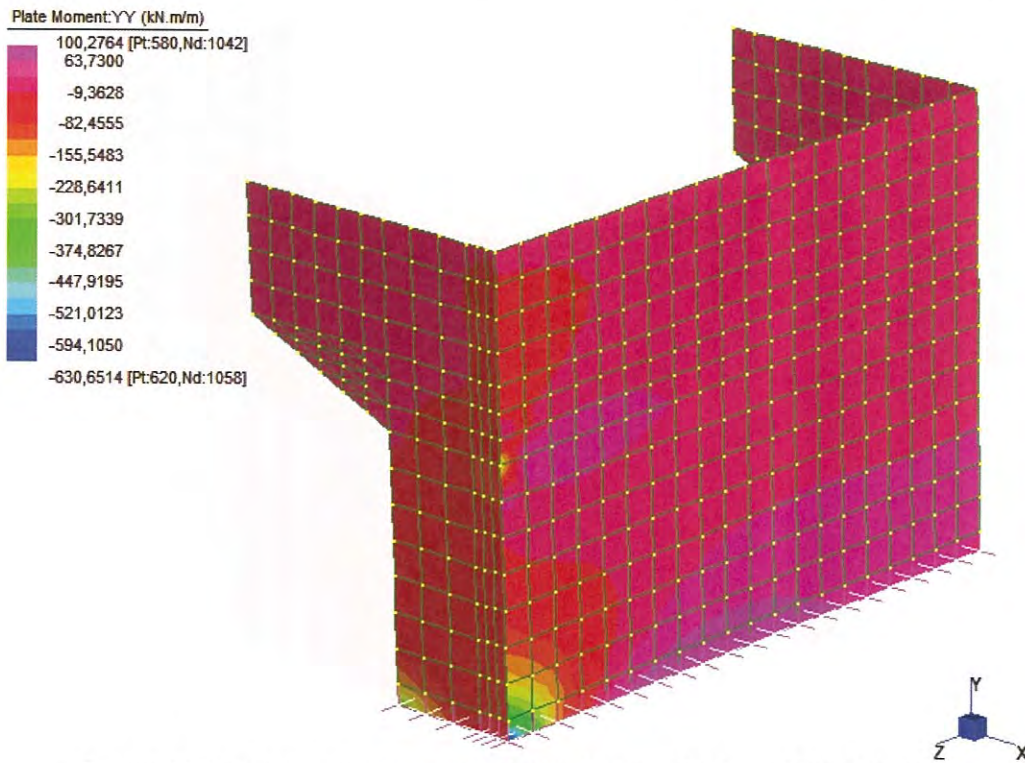


Figura 12 – Diagramma momento flettente piano verticale combinazione SLV

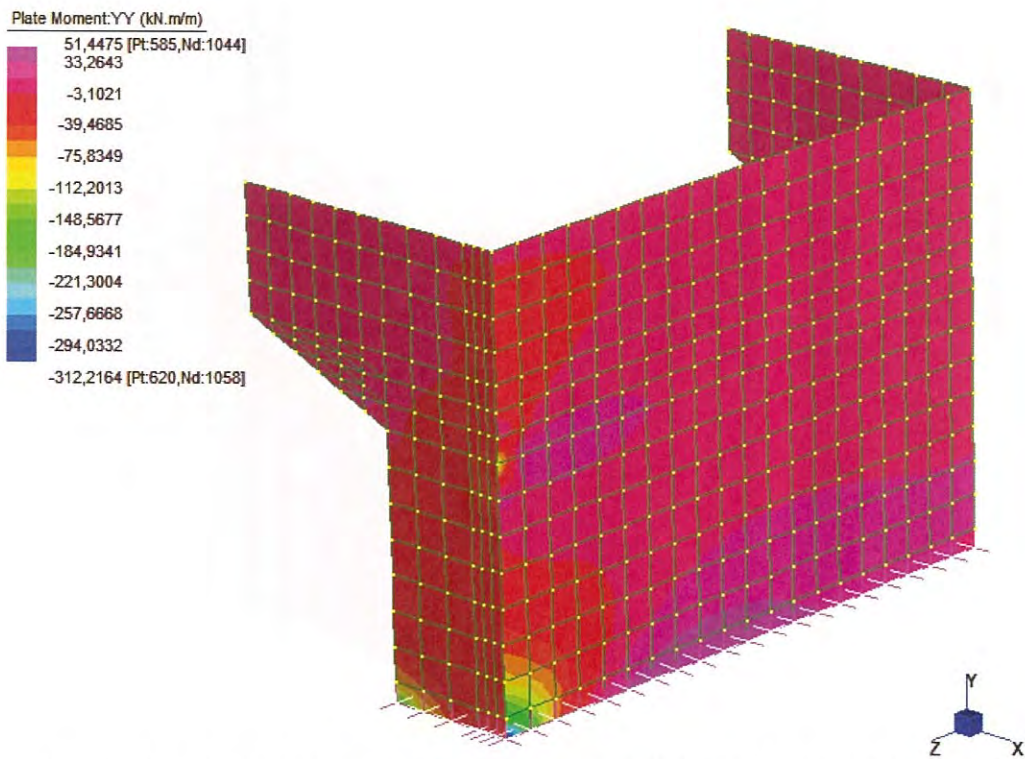


Figura 13 – Diagramma momento flettente piano verticale combinazione SLE Rare

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 C L IV 34 A 6 001

Rev.
A

Foglio
78 di 123

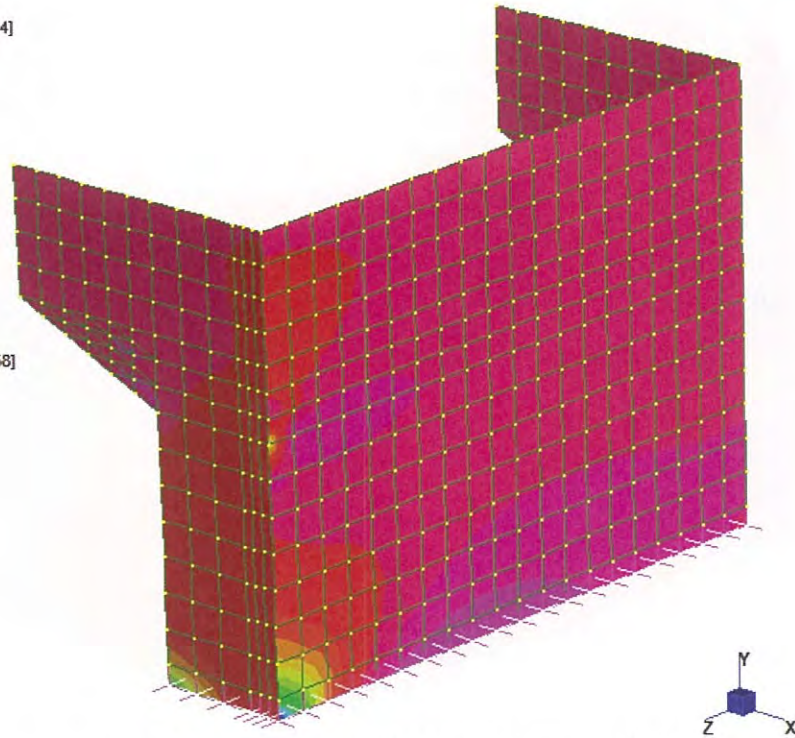
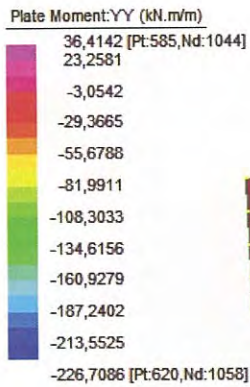


Figura 14 – Diagramma momento flettente piano verticale combinazione SLE Frequenti

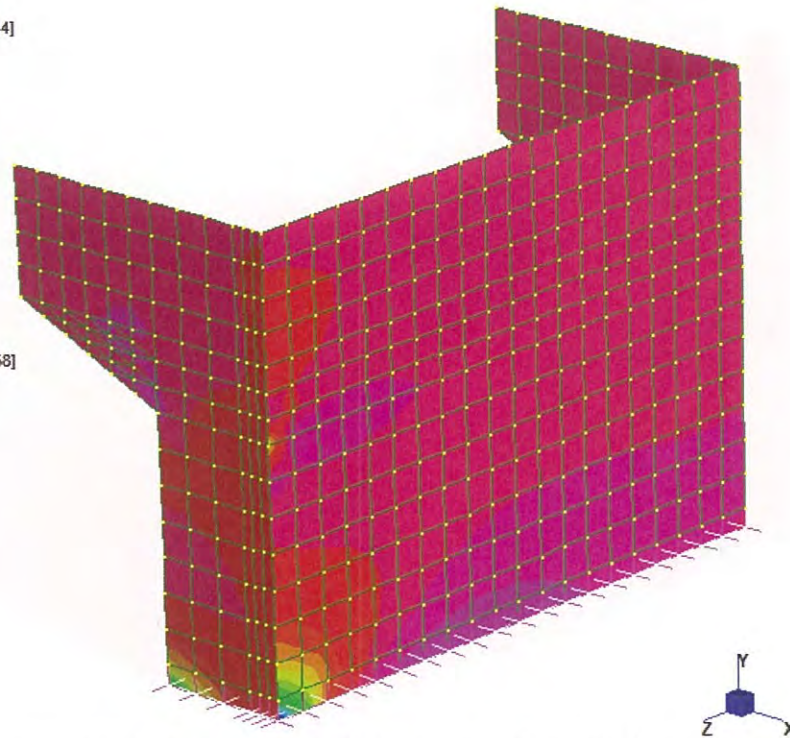
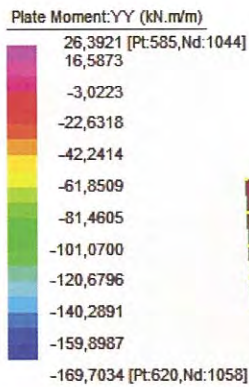


Figura 15 – Diagramma momento flettente piano verticale combinazione SLE Quasi Permanenti

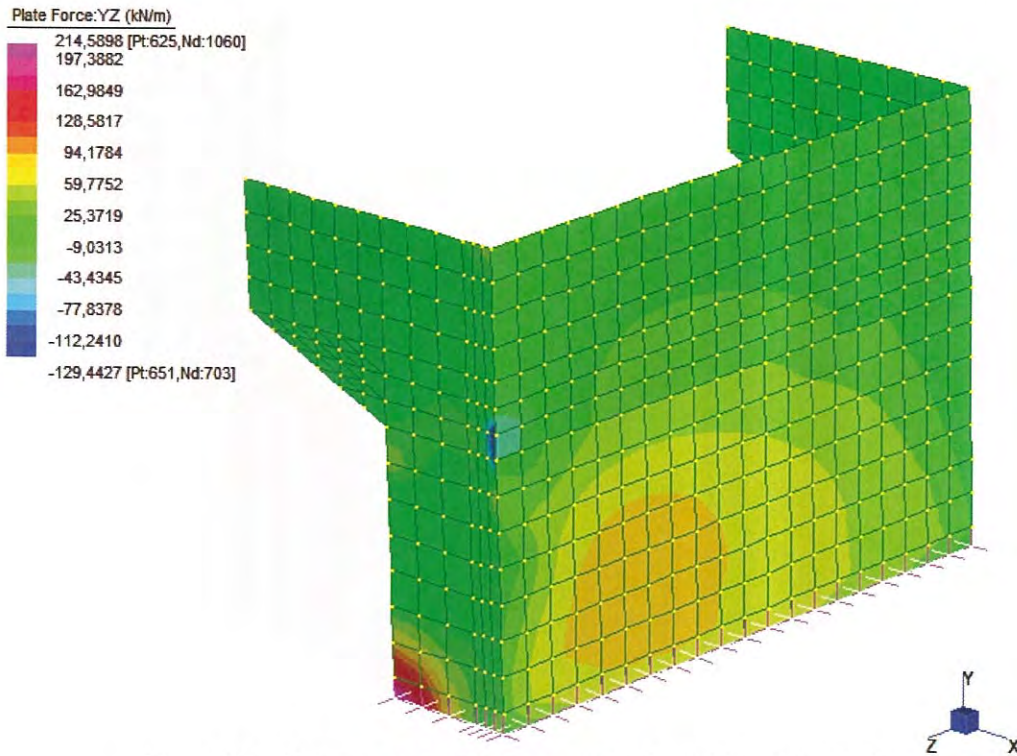


Figura 16 – Diagramma taglio piano verticale combinazione SLU

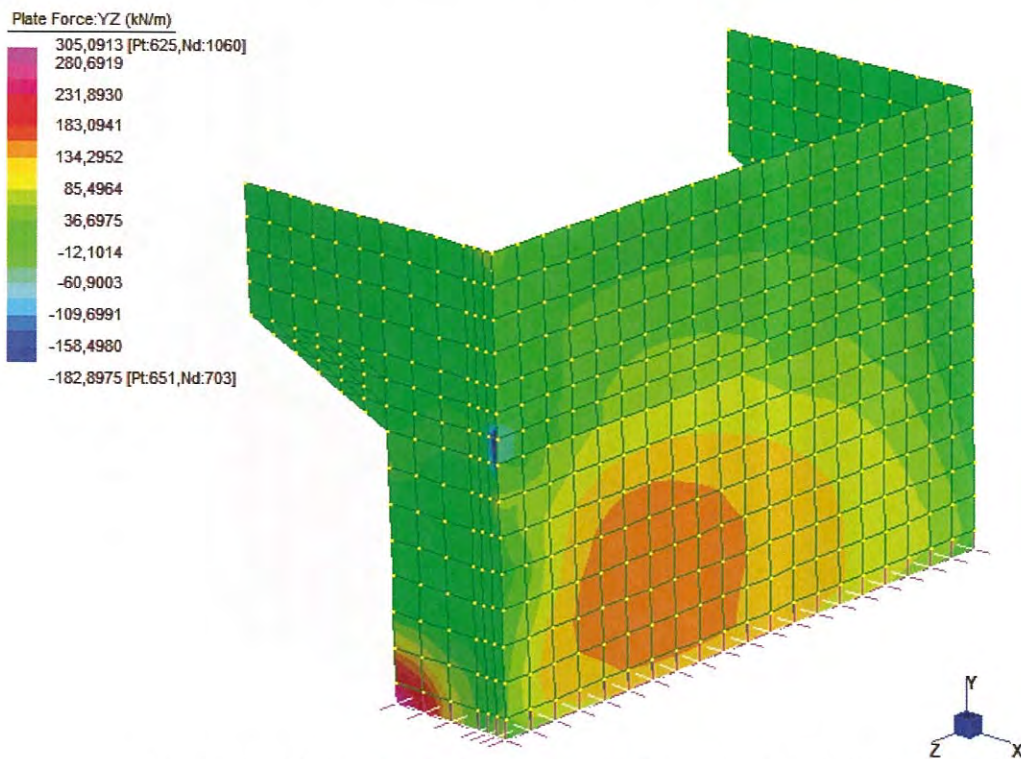


Figura 17 – Diagramma taglio piano verticale combinazione SLV

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

ORECCHIE		
Combinazione di carico	V_{ZX} [kN]	M_{XX} [kNm]
SLU	84	102
SLV	97	113
SLE Rare	-	76
SLE Frequente	-	49
SLE Quasi Permanente	-	31

RISVOLTI				
Combinazione di carico	V_{ZX} [kN]	V_{YZ} [kN]	M_{XX} [kNm]	M_{YY} [kNm]
SLU	315	156	218	131
SLV	492	221	322	191
SLE Rare	-	-	162	97
SLE Frequente	-	-	115	77
SLE Quasi Permanente	-	-	84	63



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:

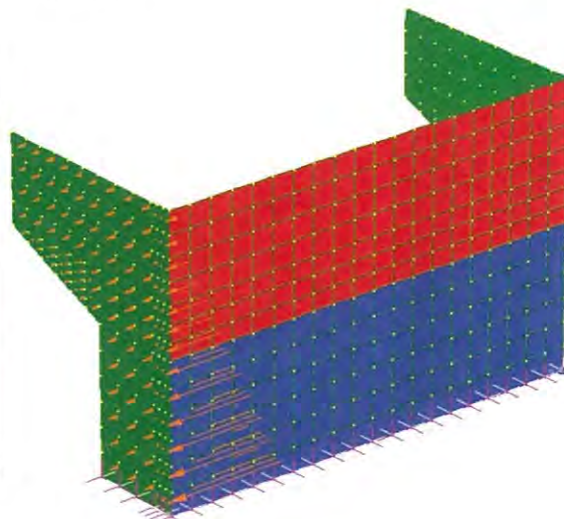
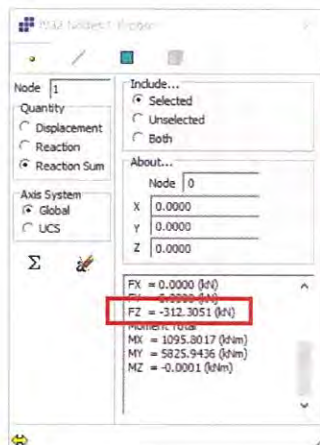
- Per valutare che l'entità delle azioni delle spinte restituite dal software fosse corretta si è svolto un semplice calcolo di controllo: si valuta la spinta triangolare del terreno sul risvolto e sull'orecchio.

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	
$L_{\text{CALCOLO RISVOLTO}}$	2.00 m
H_{RISVOLTO}	5.85 m
S_{RISVOLTO}	260 kN
Orecchio	
$L_{\text{CALCOLO ORECCHIO}}$	2.50 m
$H_{\text{MEDIA ORECCHIO}}$	2.28 m
S_{ORECCHIO}	49.50 kN
TOTALE	
S_{TOTALE}	309.50 kN

- La spinta complessiva è risultata di circa 310 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.



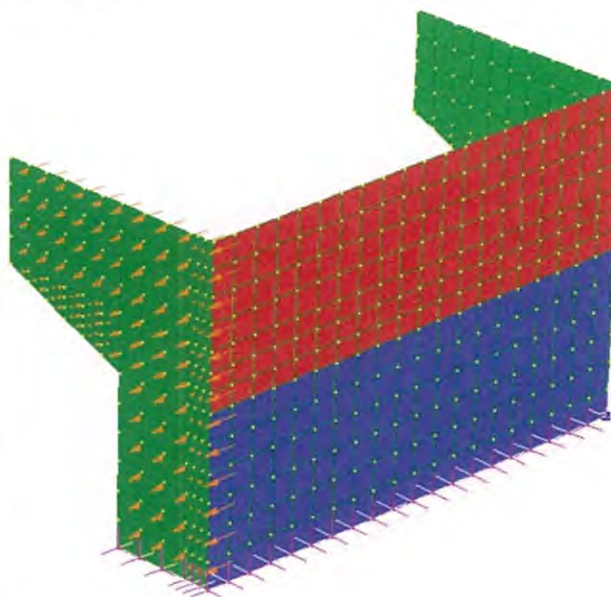
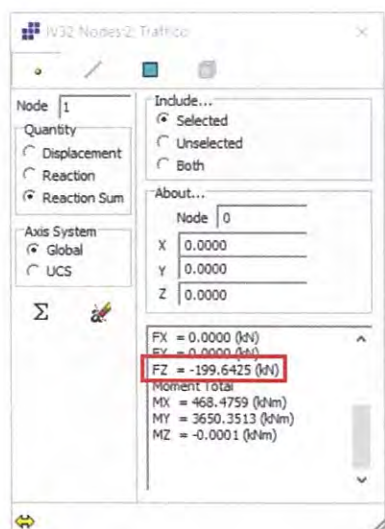
- Ad ulteriore controllo si valuta la spinta rettangolare del sovraccarico tergo spalla.

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
<u>Risvolto</u>	
$L_{\text{CALCOLO RISVOLTO}}$	2.00 m
H_{RISVOLTO}	5.85 m
S_{RISVOLTO}	133 kN
<u>Orecchio</u>	
$L_{\text{CALCOLO ORECCHIO}}$	2.50 m
$H_{\text{MEDIA ORECCHIO}}$	2.28 m
S_{ORECCHIO}	65 kN
<u>TOTALE</u>	
S_{TOTALE}	198 kN

- La spinta complessiva è risultata di circa 198 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

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 C L IV 34 A 6 001

Rev.
A

Foglio
83 di 123

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:

Nmax (kN)	-4548
-----------	-------

SLV	
Nmax (kN)	-5387

SLE RARA	
Nmax (kN)	-3714

SLE FREQUENTI	
Nmax (kN)	-3208

SLE QP	
Nmax (kN)	-2811

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

La sezione di verifica è assunta non a filo fusto ma in posizione affondata nella sezione di incastro per potere consentire idonee diffusioni degli stati tensionali.

Caratteristiche geometriche

Larghezza sezione reagente	340.00 cm
Altezza sezione reagente	180.00 cm
Altezza terreno di ricoprimento	100.00 cm
Sbalzo anteriore fondazione	270.00 cm
Approfondimento sezione di incastro nel fusto	15.00 cm
Luce di calcolo mensola inflessa	285.00 cm
Distanza asse palo da sezione di verifica	170.00 cm
Peso proprio	153.00 kN/m
Peso terreno di ricoprimento	68.00 kN/m

Sollecitazioni sulla sezione di incastro fusto

	VEd [kN]	MEd [kNm]
Combinazioni di Carico SLU	3,918.15	6,834.06
Combinazioni di Carico SLV	4,757.15	8,260.36
Combinazioni di Carico SLE Rare	3,084.15	5,416.26
Combinazioni di Carico SLE Frequenti	2,578.15	4,556.06
Combinazioni di Carico SLE Quasi Perm.	2,181.15	3,881.16



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

I risvolti trasversali sono presenti su tutte le strutture in elevazione, ovvero sia sulle pile che sulle spalle, e pertanto, ai fini dell'analisi dei ritegni in oggetto, si considerano i soli appoggi della spalla.

Nel caso in esame gli isolatori presentano una rigidezza di 4.50kN/mm e uno spostamento massimo che si assume cautelativamente pari a 120 mm.

Si ottiene pertanto una forza su ogni appoggio pari a:

$$F_{Ed} = K\delta = 4.50 \text{ kN/mm} * 120 \text{ mm} = 540 \text{ kN}$$

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

$$F_{Ed} = 540 \text{ kN} * 2 = 1080 \text{ kN}$$

7.11.1 Ritegni longitudinali

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

Nel caso in esame gli isolatori presentano le seguenti caratteristiche:

	k isolatore [kN/mm]	n app	K tot [kN/mm]
kspA	4.50	2	9.00
kpila 1	6.04	2	12.08
kpila 2	6.04	2	12.08
kpila 3	6.04	2	12.08
kspB	4.50	2	9.00
			54.24

Lo spostamento massimo si assume pari a 120 mm.

Si ottiene pertanto una forza su totale pari a:

$$F_{Ed} = K\delta = 54.24 \text{ kN/mm} * 120 \text{ mm} = 6510 \text{ kN}$$

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

$$F_{Ed} = 6510 \text{ kN} / 2 = 3255 \text{ kN}.$$

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:

$M_{Ed} = 200 \text{ kNm}$

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

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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_{cl} 2.114

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 334.9 kNm

σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 24.28 ‰
 d 50.6 cm
 x 6.374 x/d 0.126
 δ 0.7

N° rett. 100

Calcola MRd | Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

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

8.1.1.2 Verifica a Taglio

V_{sdu}	122	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_{Rcd}	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:

$$M_{ED} = 146 \text{ kNm}$$

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

σ_c -4,441 N/mm²
 σ_s 187,7 N/mm²
 ϵ_s 0,9384 ‰
 d 50,6 cm
 μ 13,25 μ/d 0,2619
 δ 0,7674

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.



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 C L IV 34 A 6 001Rev.
AFoglio
89 di 123

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:

$$M_{ED} = 48 \text{ kNm}$$

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]

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_{cl} 2,114

σ_c -1,46 N/mm²
 σ_s 61,7 N/mm²

Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso

ϵ_s 0,3085 ‰
 d 50,6 cm
 x 13,25 x/d 0,2619
 δ 0,7674

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.

$$B = 100 \text{ cm}$$

$$H = 80 \text{ cm}$$

$$A_s = \phi 24/10$$

$$A's = \phi 16/20$$

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

8.2.1 Verifiche agli SLU

8.2.1.1 Verifica a flessione

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

$$M_{Ed} = 322 \text{ kNm}$$

Titolo :

N° figure elementari Zoom

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	7,3
2	45,24	72,3

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

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C32/40

ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰

f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰

E_s N/mm² f_{cd} ‰

E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?

ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰

σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰

τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

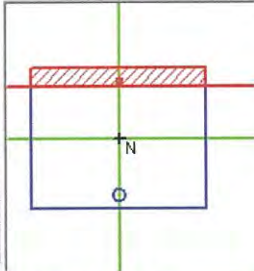
σ_s N/mm²

ε_c ‰

ε_s ‰

d cm

x x/d δ



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

8.2.1.2 Verifica a Taglio

V_{sdu}	492	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	72,3	cm
A_{sl}	45,20	cm ²
c	7,70	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
θ	21,80	gradi
$ctg\theta$	2,50	
A_{sw}	4,00	cm ²
passo	20	cm
f_{cd}	18,13	N/mm ²
f_{yd}	391,30	N/mm ²
σ_{cp}	0,00	N/mm ²
<i>Verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	359	kN
<i>Verifica con armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rcd}	2034	kN
V_{Rsd}	1273	kN
V_{Rd}	1273	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:

$$M_{ED} = 162 \text{ KNm}$$

Titolo :

N° figure elementari Zoom

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	7,3
2	45,24	72,3

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

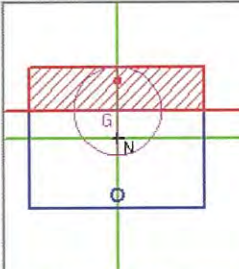
Materiali

ϵ_{su}	<input type="text" value="67,5"/>	%	ϵ_{c2}	<input type="text" value="2"/>	%
f_{yd}	<input type="text" value="391,3"/>	N/mm ²	ϵ_{cu}	<input type="text" value="3,5"/>	%
E_s	<input type="text" value="200.000"/>	N/mm ²	f_{cd}	<input type="text" value="18,13"/>	
E_s/E_c	<input type="text" value="15"/>		f_{cc}/f_{cd}	<input type="text" value="0,8"/>	[?]
ϵ_{syd}	<input type="text" value="1,957"/>	%	$\sigma_{c,adm}$	<input type="text" value="12,25"/>	
$\sigma_{s,adm}$	<input type="text" value="255"/>	N/mm ²	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
 \times 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.

8.2.2.2 Verifiche a fessurazione

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

$M_{ED} = 115 \text{ kNm}$

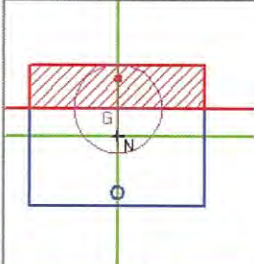
Titolo :

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	7,3
2	45,24	72,3

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



Solecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Materiali

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

σ_c -1,348 N/mm²
 σ_s 39,58 N/mm²

Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso

ϵ_s 0,1979 ‰
 d 72,3 cm
 x 24,45 x/d 0,3382
 δ 0,8627

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.

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 C L IV 34 A 6 001

Rev.
A

Foglio
94 di 123

8.3 Muri di risvolto (mensola verticale)

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

$B = 100 \text{ cm}$

$H = 80 \text{ cm}$

$A_s = \phi 20/20$

$A's = \phi 16/20$

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

8.3.1 Verifiche agli SLU

8.3.1.1 Verifica a flessione

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

$M_{Ed} = 191 \text{ kNm}$

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	80	1	10,05	7,3
			2	15,71	72,3

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

Calcola MRd | Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello

Precompresso

Materiali

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

M_{xRd} kNm

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

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

8.3.1.2 Verifica a Taglio

V_{sdu}	221	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	72,3	cm
A_{sl}	15,70	cm ²
c	7,70	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
θ	21,80	gradi
$ctg\theta$	2,50	
A_{sw}	1,33	cm ²
passo	20	cm
f_{cd}	18,13	N/mm ²
f_{yd}	391,30	N/mm ²
σ_{cp}	0,00	N/mm ²
<i>Verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	270	kN
<i>Verifica con armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rcd}	2034	kN
V_{Rsd}	424	kN
V_{Rd}	424	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:

$$M_{ED} = 97 \text{ KNm}$$

Titolo :

N° figure elementari Zoom

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	7,3
2	15,71	72,3

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/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_{cl}	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.

8.3.2.2 Verifiche a fessurazione

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

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

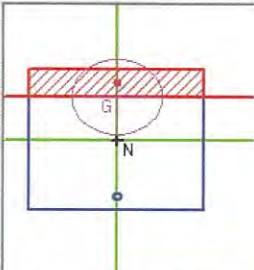
Titolo :

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	7,3
2	15,71	72,3

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/mm²	ϵ_{cu}	3,5 ‰
E_s	200.000 N/mm²	f_{cd}	18,13
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,9
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

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.

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 C L IV 34 A 6 001

Rev.
A

Foglio
98 di 123

8.4 Orecchie

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

$B = 100 \text{ cm}$

$H = 80 \text{ cm}$

$A_s = \phi 20/20$

$A's = \phi 16/20$

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

8.4.1 Verifiche agli SLU

8.4.1.1 Verifica a flessione

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

$M_{Ed} = 113 \text{ kNm}$

Titolo :

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	7,3
2	15,71	72,5

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

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello

Precompresso

Materiali

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

M_{xRd} kN m

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

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

8.4.1.2 Verifica a Taglio

V_{sdu}	97	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	72,3	cm
A_{sl}	15,7	cm ²
c	7,70	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
θ	21,80	gradi
$ctg\theta$	2,50	
A_{sw}	1,33	cm ²
passo	20	cm
f_{cd}	18,13	N/mm ²
f_{yd}	391,30	N/mm ²
σ_{cp}	0,00	N/mm ²
<i>Verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	270	kN
<i>Verifica con armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rcd}	2034	kN
V_{Rsd}	424	kN
V_{Rd}	424	kN

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

8.4.2 Verifiche agli SLE

8.4.2.1 Verifiche tensionali

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

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

Titolo :

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	7,3
2	15,71	72,5

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/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.



8.4.2.2 Verifiche a fessurazione

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

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

Titolo :

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	7,3
2	15,71	72,5

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

σ_c -0,8665 N/mm²
 σ_s 47,43 N/mm²

Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso

ϵ_s 0,2371 ‰
 d 72,5 cm
 x 15,59 x/d 0,2151
 δ 0,7089

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.

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 11	Codifica Documento E E2 C L IV 34 A 6 001	Rev. A	Foglio 102 di 123
---------	------------------	-------------	--	-----------	----------------------

8.5 Sezione di spiccato fusto

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

$B = 100 \text{ cm}$

$H = 240 \text{ cm}$

$A_s = \phi 26/15$

$A's = \phi 20/15$

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

8.5.1 Verifiche agli SLU

8.5.1.1 Verifica a flessione

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

$M_{Ed} = 2107 \text{ kNm}$

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

Titolo :

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	240	1	20,94	9,1
			2	35,39	230,2

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

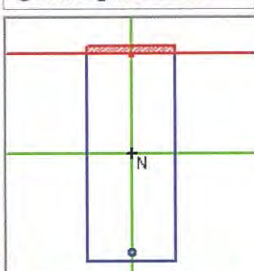
Precompresso

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

M_{xRd} kN m

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



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

8.5.1.2 Verifica a Taglio

V_{sdu}	610	kN
N_{sdu}	0	kN
R_{ck}	40	N/mm ²
f_{ck}	32	N/mm ²
γ_c	1,50	
f_{yk}	450	N/mm ²
b_w	100	cm
d	230,2	cm
A_{sl}	35,40	cm ²
c	9,80	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
θ	21,80	gradi
$ctg\theta$	2,50	
$\theta_{imposto}$	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}	671	kN
<i>Verifica con armatura resistente a taglio</i>		
V_{Red}	6477	kN
V_{Rsd}	1802	kN
V_{Rd}	1802	kN

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

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:

$$M_{ED} = 1146 \text{ KNm}$$

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

Titolo :

N° figure elementari Zoom

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	240

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20.94	9.1
2	35.39	230.2

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

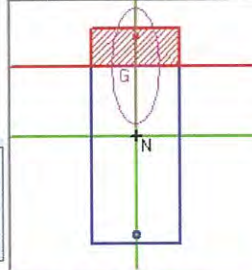
Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

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

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

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.

8.5.2.2 Verifiche a fessurazione

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

$M_{ED} = 846 \text{ kNm}$

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

Titolo :

N° figure elementari Zoom

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	240

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20.94	9.1
2	35.39	230.2

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

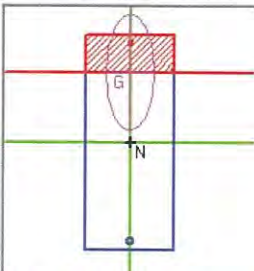
Materiali
B450C **C32/40**
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 18.13
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

σ_c -1.655 N/mm²
 σ_s 110.3 N/mm²

Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso

ϵ_s 0.5517 ‰
 d 230.2 cm
 x 42.27 x/d 0.1836
 δ 0.7



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.

8.6 Platea di fondazione

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

$B = 340 \text{ cm}$

$H = 180 \text{ cm}$

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

$A's = \phi 20/15$

$A_{sw} = \text{spille } \phi 14/30 \times 40$

8.6.1 Verifiche agli SLU

8.6.1.1 Verifica a flessione

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

$M_{Ed} = 8260 \text{ kNm}$

Titolo :

N° figure elementari Zoom

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	340	180

N°	As [cm²]	d [cm]
1	69,12	7
2	116,80	162,3
3	111,50	167,5
4	79,64	172,7

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

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

Precompresso

Materiali

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

$M_{xRd} = 19.189 \text{ kNm}$

$\sigma_c = -18.13 \text{ N/mm}^2$

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

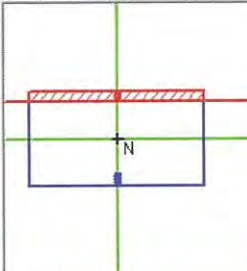
$\epsilon_c = 3.5 \text{ ‰}$

$\epsilon_s = 28.83 \text{ ‰}$

$d = 172.7 \text{ cm}$

$x = 18.7$ $x/d = 0.1083$

$\delta = 0.7$



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



8.6.1.2 Verifica a Taglio

V_{sdu}	4757	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	340	cm
d	172,7	cm
A_{sl}	307,98	cm ²
c	7,30	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
θ	21,80	gradi
$ctg\theta$	2,50	
A_{sw}	17,45	cm ²
passo	40	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}	2418	kN
<i>Verifica con armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rcd}	16521	kN
V_{Rsd}	6635	kN
V_{Rd}	6635	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:

$$M_{ED} = 5416 \text{ KNm}$$

Titolo :

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	340	180	1	69.12	7
			2	116.8	162.3
			3	111.5	167.5
			4	79.64	172.7

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

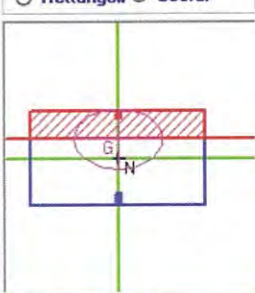
Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali
 B450C C25/30

ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰	σ_c	-3.634 N/mm ²
f_{yd}	391.3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 ‰	σ_s	123 N/mm ²
E_s	200,000 N/mm ²	f_{cd}	14.17	ϵ_s	0.615 ‰
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8	d	172.7 cm
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75	x	53.03
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.6	x/d	0.3071
		τ_{c1}	1.829	δ	0.8238

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.

8.6.2.2 Verifiche a fessurazione

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

$M_{ED} = 4556 \text{ kNm}$

Titolo :

N° figure elementari **Zoom**

N° strati barre **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	340	180

N°	As [cm²]	d [cm]
1	69.12	7
2	116.8	162.3
3	111.5	167.5
4	79.64	172.7

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N Ed kN
M xEd kNm
M yEd

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

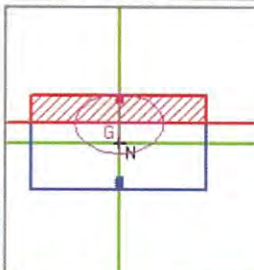
Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali
 B450C C25/30

ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰	σ_c -3.057 N/mm ²
f_{yd} 391.3 N/mm ²	ϵ_{cu} 3.5 ‰	σ_s 103.5 N/mm ²
E_s 200,000 N/mm ²	f_{cd} 14.17	ϵ_s 0.5173 ‰
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8	d 172.7 cm
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9.75	x 53.03 x/d 0.3071
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0.6	ρ 0.8238
	τ_{c1} 1.829	

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.

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 11	Codifica Documento E E2 C L IV 34 A 6 001	Rev. A	Foglio 110 di 123
---------	------------------	-------------	--	-----------	----------------------

8.7 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.

$D = 150 \text{ cm}$

$A_s = 48\phi 26$

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

8.7.1 Verifiche agli SLU

8.7.1.1 Verifica a flessione

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

$M_{Ed} = 3196 \text{ kNm}$

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

Titolo :

Sezione circolare cava

Raggio esterno [cm]

Raggio interno [cm]

N° barre uguali

Diametro barre [cm]

Copriferro (baric.) [cm]

N° barre Zoom

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C		C25/30	
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}	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/mm ²	τ_{co}	0.6
		τ_{c1}	1.829

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

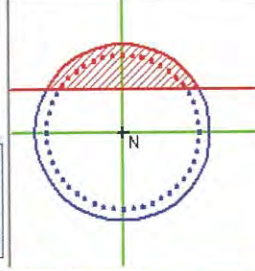
σ_s N/mm²

ϵ_c ‰

ϵ_s ‰

d cm

x w/d δ



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



8.7.1.2 Verifica a Taglio

V_{ed}	1623	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

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

$$M_{ED} = 1083 \text{ KNm}$$

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

Titolo :

Sezione circolare cava

Raggio esterno: [cm]

Raggio interno: [cm]

N° barre uguali:

Diametro barre: [cm]

Copri ferro (baric.): [cm]

N° barre: Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: kN

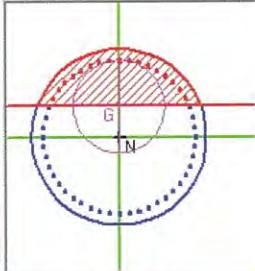
M_{xEd}: 1083 kNm

M_{yEd}:

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN: yN:



Materiali

B450C		C25/30	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200.000 N/mm ²	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/mm ²	τ_{co}	0.6
		τ_{c1}	1.829

σ_c : N/mm²

σ_s : N/mm²

ϵ_s : ‰

d: cm

x: x/d: δ :

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Vertici:

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.

8.7.2.2 Verifiche a fessurazione

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

$$M_{ED} = 991 \text{ kNm}$$

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

Titolo :

Sezione circolare cava

Raggio esterno [cm]

Raggio interno [cm]

N° barre uguali

Diametro barre [cm]

Copriferro (baric.) [cm]

N° barre Zoom

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 C25/30

ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰

f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰

E_s N/mm² f_{cd}

E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} [?]

ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$

$\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co}

τ_{c1}

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ϵ_s ‰

d cm

x x/d

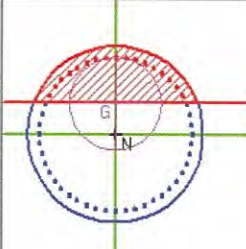
δ

Vertici:

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.

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 11	Codifica Documento E E2 C L IV 34 A 6 001	Rev. A	Foglio 114 di 123
---------	------------------	-------------	--	-----------	----------------------

8.8 Pali di fondazione – Prima sezione cambio armatura (profondità 10.50m)

Il calcolo di verifica si riferisce alla sezione di cambio armatura, posizionata a 10.50m di profondità dalla testa del palo:

$D = 150 \text{ cm}$

$A_s = 36\phi 26$

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

8.8.1 Verifiche agli SLU

8.8.1.1 Verifica a flessione

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

$M_{Ed} = 2028 \text{ kNm}$

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

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno [cm]

Raggio interno [cm]

N° barre uguali

Diametro barre [cm]

Copriferro (baric.) [cm]

N° barre **Zoom**

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN

M_{xEd} kNm

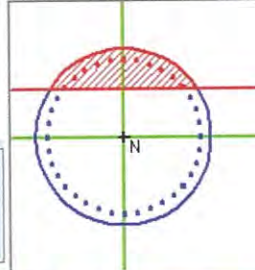
M_{yEd} kNm

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato



Materiali

B450C **C25/30**

ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰

f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰

E_s N/mm² f_{cd} ‰

E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ‰

ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ N/mm²

$\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} τ_{c1}

M_{xRd} kNm

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ϵ_c ‰

ϵ_s ‰

d cm

x x/d δ

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

Precompresso

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



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 C L IV 34 A 6 001Rev.
AFoglio
115 di 1238.8.1.2 Verifica a Taglio

V_{ed}	333	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	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}	560	kN
<i>Verifica con armatura resistente a taglio</i>		
V_{Red}	2498	kN
V_{Rsd}	1675	kN
V_{Rd}	1675	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:

$$M_{ED} = 274 \text{ KNm}$$

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 36
 Diametro barre 2.6 [cm]
 Copriferro (baric.) 9.5 [cm]

N° barre Zoom

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 274 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

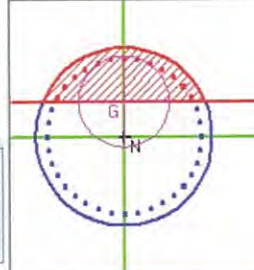
Materiali

B450C		C25/30	
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}	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/mm ²	τ_{co}	0.6
		τ_{c1}	1.829

σ_c -1.147 N/mm²
 σ_s 35.9 N/mm²
 ϵ_s 0.1795 ‰
 d 140.5 cm
 x 45.51 x/d 0.3239
 δ 0.8449

Vertici:
 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.

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.



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 C L IV 34 A 6 001

Rev.
A

Foglio
117 di 123

8.9 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:

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

$$A_s = 24\phi 24$$

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

8.9.1 Verifiche agli SLU

8.9.1.1 Verifica a flessione

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

$$M_{Ed} = 829 \text{ kNm}$$

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

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno [cm]

Raggio interno [cm]

N° barre uguali

Diametro barre [cm]

Copriferro (baric.) [cm]

N° barre Zoom

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C	C25/30
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} 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/mm ²	τ_{co} 0.6
	τ_{c1} 1.829

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ϵ_c ‰

ϵ_s ‰

d cm

x x/d

δ

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

Precompresso

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

8.9.1.2 Verifica a Taglio

V_{ed}	262	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}	108,48	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}	464	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.



8.9.2 Verifiche agli SLE

8.9.2.1 Verifiche tensionali e a fessurazione

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

$$M_{ED} = 16 \text{ KNm}$$

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

Titolo :

Sezione circolare cava

Raggio esterno [cm]

Raggio interno [cm]

N° barre uguali

Diametro barre [cm]

Copriferro (baric.) [cm]

N° barre Zoom

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

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

Materiali

B450C		C25/30	
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}	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/mm ²	τ_{co}	0.6
		τ_{c1}	1.829

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²

ϵ_s ‰
d cm
x x/d
 δ

Vertici:
Verifica
N° iterazioni:

Precompresso

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

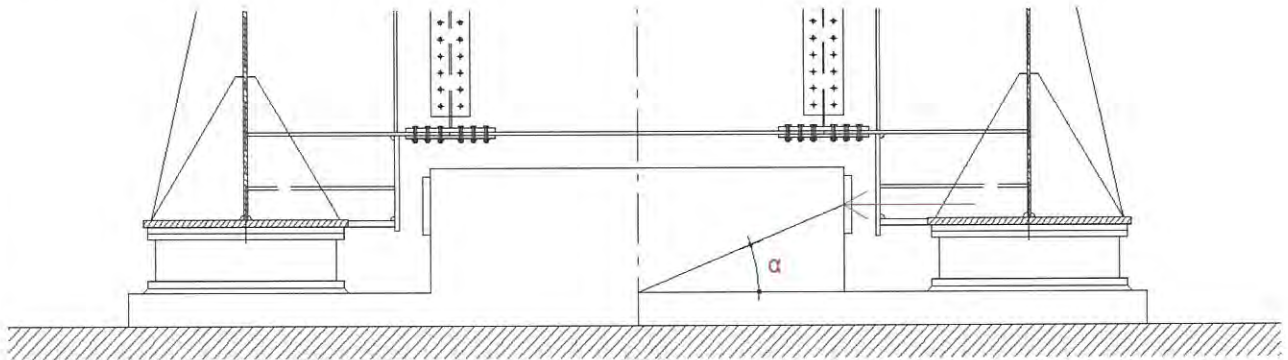
Inoltre, essendo verificata anche la condizione limite riferita agli stati limite di esercizio quasi permanenti ($\sigma_c < 0.45 f_{ck}$) non risulta necessario eseguire ulteriori verifiche.

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.

8.10 Ritegni

8.10.1 Ritegni trasversali

La verifica è eseguita avvalendosi del metodo tirante-puntone. Si assume che il carico generi la formazione di una biella compressa di inclinazione pari ad α che dipende dalla geometria del ritegno. A favore di sicurezza si adotta $\alpha=45^\circ$.



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

$$T_{Ed} = F_{Ed} * \tan \alpha = 1080 \text{ kN} * \tan (45^\circ) = 1080 \text{ kN}$$

A favore di sicurezza si considera un'armatura costituita solo dai ferri posti sul lato minore del ritegno, ovvero $10\phi 26$: $A_s = 5310 \text{ mm}^2$

La trazione resistente vale pertanto:

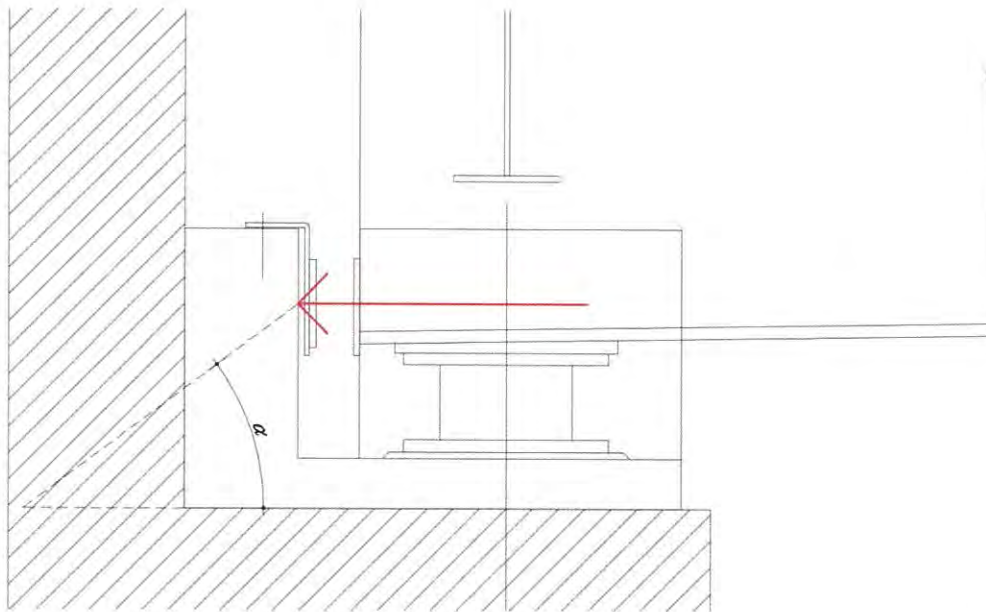
$$T_{Rd} = A_s * f_{yd} = 5310 \text{ mm}^2 * 391 \text{ MPa} = 2076 \text{ kN}$$

Si ottiene:

$$T_{Ed}/T_{Rd} = 1080 \text{ kN} / 2076 \text{ kN} = 0.52 < 1 \text{ verificato}$$

8.10.2 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:

$$T_{Ed} = F_{Ed} * \tan \alpha = 3255 \text{ kN} * \tan (35^\circ) = 2280 \text{ kN}$$

A favore di sicurezza si considera un'armatura costituita solo dai ferri posti sul lato minore del ritegno, ovvero $13\phi 26$: $A_s = 6903 \text{ mm}^2$

La trazione resistente vale pertanto:

$$T_{Rd} = A_s * f_{yd} = 6903 \text{ mm}^2 * 391 \text{ MPa} = 2699 \text{ kN}$$

Si ottiene:

$$T_{Ed}/T_{Rd} = 2280 \text{ kN} / 2699 \text{ kN} = 0.85 < 1 \text{ verificato}$$

9 VERIFICA DI PORTANZA VERTICALE DELLA PALIFICATA

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

$$N_{\max,SLU} = -4548 \text{ kN}$$

$$N_{\max,SLV} = -5387 \text{ kN}$$

$$N_{\max,SLE} = -3376 \text{ kN}$$

Si adottano pali di lunghezza pari a **27.00m**.

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	0	0	0	0
1	624	-52	639	-52
2	1260	-114	1289	-114
3	1906	-186	1951	-186
4	2564	-268	2624	-268
5	3233	-361	3308	-361
6	3913	-464	4003	-464
7	3979	-578	4083	-578
8	4057	-701	4175	-701
9	4145	-835	4278	-835
10	4244	-979	4393	-979
11	4166	-1134	4329	-1134
12	3908	-1299	4086	-1299
13	3662	-1474	3855	-1474
14	3428	-1659	3635	-1659
15	3204	-1855	3427	-1855
16	2992	-2060	3229	-2060
17	3023	-2253	3275	-2253
18	3252	-2436	3519	-2436
19	3439	-2625	3721	-2625
20	3628	-2816	3925	-2816
21	3822	-3012	4134	-3012
22	4020	-3212	4347	-3212
23	4222	-3415	4564	-3415
24	4430	-3623	4786	-3623
25	4640	-3834	5011	-3834
26	4855	-4048	5241	-4048
27	5076	-4269	5477	-4269
28	5305	-4497	5721	-4497
29	5541	-4731	5972	-4731

30	5786	-4973	6231	-4973
31	6037	-5222	6497	-5222
32	6297	-5478	6772	-5478
33	6565	-5741	7054	-5741
34	6840	-6012	7344	-6012
35	7122	-6289	7642	-6289
36	7413	-6574	7947	-6574
37	7711	-6865	8261	-6865
38	8019	-7165	8583	-7165
39	8330	-7469	8909	-7469
40	8653	-7783	9246	-7783

**IV34 ø1500 SPALLA A - falda a 2.5 m da p.c.
testa palo a 2.5 m da p.c.
cinque sondaggi- $\xi_3=1.50$ PE 2018**

