

## AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO

TRATTO: BOLOGNA BORGO PANIGALE - BOLOGNA SAN LAZZARO

### POTENZIAMENTO IN SEDE DEL SISTEMA AUTOSTRADALE E TANGENZIALE DI BOLOGNA

"PASSANTE DI BOLOGNA"

## PROGETTO DEFINITIVO

### TANGENZIALE NORD E SUD

### OPERE D'ARTE MAGGIORI

83 T - SOTTOVIA - VIA ERBOSA - 13+169

### RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO E SPALLE

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Umberto Mele  
Ord. Ingg. Milano n.18641  
RESPONSABILE STRUTTURE

IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE  
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Raffaele Rinaldesi  
Ord. Ingg. Macerata N. A1068

IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Andrea Tanzi  
Ord. Ingg. Parma N. 1154

PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI

#### CODICE IDENTIFICATIVO

RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO				ORDINATORE
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	W B S	Parte d'opera	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	
111465	0000	PD	A2	O05	ST083	00000	R	S T R	0704	-2	SCALA -



PROJECT MANAGER:

Ing. Raffaele Rinaldesi  
Ord. Ingg. Macerata N. A1068

REDATTO:

SUPPORTO SPECIALISTICO:

VERIFICATO:

REVISIONE

n.	data
0	DICEMBRE 2017
1	SETTEMBRE 2019
2	SETTEMBRE 2020
3	-
4	-

VISTO DEL COMMITTENTE



IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO  
Ing. Fabio Visintin

VISTO DEL CONCEDENTE



**Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti**  
DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE  
STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI

## Sommario

<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE .....</b>	<b>6</b>
1.1	CARATTERISTICHE GENERALI DELL'OPERA .....	7
1.2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	6
1.3	CLASSI DI ESPOSIZIONE .....	7
1.4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	8
1.4.1	Strutture di nuova realizzazione .....	8
1.4.2	Strutture esistenti .....	11
1.5	CARATTERISTICHE DEL TERRENO .....	25
1.5.1	Terreno di rilevato .....	25
1.5.2	Terreno di fondazione .....	25
1.6	CARATTERIZZAZIONE SISMICA .....	27
1.7	SOFTWARE DI CALCOLO .....	29
1.8	CONVENZIONI GENERALI .....	30
1.8.1	Unità di misura .....	30
<b>2</b>	<b>IMPOSTAZIONE GENERALE DELLE ANALISI STRUTTURALI .....</b>	<b>31</b>
2.1	ANALISI GLOBALE IMPALCATO DI NUOVA REALIZZAZIONE .....	31
2.1.1	Modellazione strutturale .....	31
2.1.2	Fasi di analisi .....	31
2.1.3	Fasi di costruzione .....	31
2.1.4	Coefficienti di omogeneizzazione .....	32
2.1.5	Larghezza di soletta collaborante .....	32
2.1.6	Sezioni di verifica .....	34
2.1.7	Metodologia di verifica .....	34
2.1.8	Metodologia di verifica .....	35
2.2	ANALISI GLOBALE IMPALCATO ESISTENTE .....	36
2.2.1	Modellazione strutturale .....	36
2.2.2	Fasi di analisi .....	36
2.2.3	Coefficienti di omogeneizzazione .....	36
2.2.4	Larghezza di soletta collaborante .....	36
2.2.5	Sezioni di verifica .....	36
2.3	ANALISI GLOBALE DELLE SOTTOSTRUTTURE .....	37
2.3.1	Descrizione generale .....	37
2.3.2	Sezioni di verifica .....	38
2.3.3	Analisi delle condizioni statiche .....	38
2.3.4	Analisi delle condizioni sismiche .....	38
2.3.5	Metodologia di verifica .....	39
2.4	ANALISI GLOBALE DELLE STRUTTURE ESISTENTI .....	39
2.5	COMBINAZIONI DELLE AZIONI .....	40
2.6	COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA E COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE .....	41
<b>3</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI .....</b>	<b>43</b>
3.1	PREMESSA .....	43
3.2	CARICHI AGENTI SULL'IMPALCATO .....	43
3.2.1	Carichi agenti sull'impalcato in fase 1 .....	43
3.2.2	Carichi agenti sull'impalcato in fase 2 .....	44
3.2.3	Carichi agenti sull'impalcato in fase 3 .....	46
3.3	CARICHI AGENTI SULLE SPALLE .....	59
3.3.1	Carichi permanenti strutturali .....	59
3.3.2	Carichi permanenti non strutturali .....	59
3.3.3	Spinta del terreno .....	59

3.3.4	Sovraccarico accidentale.....	59
3.3.5	Urto da veicolo in svio su pile.....	59
3.4	AZIONE SISMICA.....	59
3.5	CARICHI SU BARRIERE FOA.....	61
<b>4</b>	<b>ANALISI IMPALCATO .....</b>	<b>62</b>
4.1	IMPALCATO DI NUOVA REALIZZAZIONE.....	62
4.1.1	Analisi strutturale.....	62
4.1.2	Verifiche.....	64
<b>5</b>	<b>ANALISI SPALLE .....</b>	<b>76</b>
5.1	DESCRIZIONE GENERALE.....	76
5.2	CRITERI DI MODELLAZIONE.....	77
5.2.1	Strutture di nuova realizzazione.....	77
5.2.2	Strutture esistenti.....	77
5.3	SPALLE AMPLIAMENTO 2 (NUOVA REALIZZAZIONE).....	79
5.3.1	Geometria di verifica.....	79
5.3.2	Analisi dei carichi.....	82
5.3.3	Combinazioni di calcolo.....	89
5.3.4	Modello di calcolo.....	90
5.3.5	Analisi strutturale del paraghiaia.....	113
5.3.6	Analisi strutturale del muro di risvolto.....	116
5.3.7	Analisi strutturale del baggioio.....	119
5.3.8	Analisi strutturale della sottofondazione (micropali).....	120
5.4	SPALLE AMPLIAMENTO 1 (ESISTENTE).....	123
5.5	SPALLE ORIGINARIE (ESISTENTE).....	125
5.5.1	Geometria di verifica.....	128
5.5.2	Analisi dei carichi.....	131
5.5.3	Combinazioni di calcolo.....	134
5.5.4	Modello di calcolo.....	136
5.5.5	Analisi strutturale del paraghiaia.....	147
5.5.6	Verifica tiranti.....	151
5.5.7	Analisi strutturale della sottofondazione.....	154
<b>6</b>	<b>ANALISI MURI D'ALA.....</b>	<b>155</b>
6.1	DESCRIZIONE GENERALE.....	155
6.2	MURI D'ALA AMPLIAMENTO 2 CARREGGIATA NORD (NUOVA REALIZZAZIONE).....	156
6.2.1	Geometria di verifica.....	156
6.2.2	Caratterizzazione azione sismica.....	157
6.2.3	Analisi dei muri d'ala.....	158
6.2.4	Verifica geotecniche.....	160
6.2.5	Verifiche strutturali.....	164
6.3	MURI D'ALA AMPLIAMENTO 2 CARREGGIATA SUD (NUOVA REALIZZAZIONE).....	174
6.3.1	Geometria di verifica.....	174
6.3.2	Caratterizzazione azione sismica.....	175
6.3.3	Analisi dei carichi.....	176
6.3.4	Combinazioni di calcolo.....	176
6.3.5	Modello di calcolo.....	177
6.3.6	Analisi strutturale del paramento.....	182
6.3.7	Analisi strutturale del plinto di fondazione.....	189
6.3.8	Analisi strutturale della sottofondazione (micropali).....	200

## Indice delle Tabelle e delle Figure

FIGURA 1-1. LOCALIZZAZIONE GEOGRAFICA DELL'OPERA (1) .....	6
FIGURA 1-2. LOCALIZZAZIONE GEOGRAFICA DELL'OPERA (2) .....	6
FIGURA 1-3. PLANIMETRIA .....	2
FIGURA 1-4. PROSPETTO SPALLA BOLOGNA CON AMPLIAMENTI.....	2
FIGURA 1-5. PROSPETTO SPALLA RIMINI CON AMPLIAMENTI.....	3
FIGURA 1-6. SEZIONE TRASVERSALE .....	3
FIGURA 1-7. SEZIONE TRASVERSALE AMPLIAMENTO LATO NORD.....	4
FIGURA 1-8. SEZIONE TRASVERSALE AMPLIAMENTO LATO SUD .....	4
FIGURA 1-9. SEZIONE LONGITUDINALE.....	5
FIGURA 1-10. PIANTA IMPALCATO LATO NORD .....	5
FIGURA 1-11. PIANTA IMPALCATO LATO SUD.....	5
FIGURA 1-12. CLASSI DI ESPOSIZIONE IN RELAZIONE ALLE CONDIZIONI AMBIENTALI, IN CONFORMITÀ ALLA EN 206-1 .....	7
FIGURA 1-13. INDAGINI SU STRUTTURE ESISTENTI – UBICAZIONE PUNTI DI INDAGINE .....	12
FIGURA 1-14. INDAGINI SU STRUTTURE ESISTENTI – INDAGINI PACOMETRICHE – 1/3.....	13
FIGURA 1-15. INDAGINI SU STRUTTURE ESISTENTI – INDAGINI PACOMETRICHE – 2/3.....	14
FIGURA 1-16. INDAGINI SU STRUTTURE ESISTENTI – INDAGINI PACOMETRICHE – 3/3.....	15
FIGURA 1-17. INDAGINI SU STRUTTURE ESISTENTI – PROVE DI COMPRESSIONE SU CALCESTRUZZO .....	16
FIGURA 1-18. INDAGINI SU STRUTTURE ESISTENTI – PROVE NON DISTRUTTIVE SU ARMATURE (DUROMETRO).....	17
FIGURA 1-19. INDAGINI SU STRUTTURE ESISTENTI – PROVE SCLEROMETRICHE SU CALCESTRUZZO .....	18
FIGURA 1-20. INDAGINI SU STRUTTURE ESISTENTI – PROVE DI TRAZIONE DIRETTA SU BARRE DI ARMATURA.....	19
FIGURA 1-21 – LIVELLI DI CONOSCENZA IN FUNZIONE DELL'INFORMAZIONE DISPONIBILE E CONSEGUENTI METODI DI ANALISI AMMESSI E VALORI DEI FATTORI DI CONFIDENZA, PER EDIFICI IN CALCESTRUZZO ARMATO O IN ACCIAIO (TAB. C8.5.IV DELLA CIRCOLARE ALLE NTC2018) ..	20
TABELLA 1-1. INDAGINI GEOGNOSTICHE DI RIFERIMENTO.....	25
TABELLA 1-2. CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICO – GEOTECNICA .....	25
TABELLA 1-3. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI LIMO ARGILLOSO (A) .....	25
TABELLA 1-4. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI GHIAIA E SABBIA (B).....	26
FIGURA 1-22. SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE ORIZZONTALE E VERTICALE PER SLV .....	28
FIGURA 2-1. DEFINIZIONE DELLA LARGHEZZA EFFICACE $B_{EFF}$ E DELLE ALIQUOTE $B_{EI}$ (FIG. 4.3.1 DELLE NTC2018) .....	32
FIGURA 2-2. LARGHEZZA EFFICACE $B_{EFF}$ E LUCI EQUIVALENTI $L_e$ PER LE TRAVI CONTINUE (FIG. 4.3.2 DELLE NTC2018) .....	32
FIGURA 2-3. COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI O PER L'EFFETTO DELLE AZIONI NELLE VERIFICHE SLU (TAB. 2.6.I DELLE NTC2018) .....	41
FIGURA 2-4. COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA PER LE COMBINAZIONI DI CARICO AGLI SLU (TAB. 5.1.V DELLE NTC2018) .....	41
FIGURA 2-5. VALORI DEI COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE (TAB. 2.5.I DELLE NTC2018) .....	42
FIGURA 2-6. COEFFICIENTI $\psi$ PER LE AZIONI VARIABILI PER PONTI STRADALI E PEDONALI (TAB. 5.1.VI DELLE NTC2018) .....	42
FIGURA 3-1. SCHEMA DI CARICO 1 (FIG. 5.1.2 DELLE NTC2018) .....	52
FIGURA 3-2. INTENSITÀ DEI CARICHI $Q_{IK}$ E $q_{IK}$ PER LE DIVERSE CORSIE (FIG. 5.1.2 DELLE NTC2018) .....	52
FIGURA 3-3. DISPOSIZIONE CARICO TANDEM PER MASSIMO MOMENTO IMPALCATO DI PROGETTO.....	53
FIGURA 3-4. DISPOSIZIONE CARICO TANDEM PER MASSIMO TAGLIO IMPALCATO DI PROGETTO.....	53
FIGURA 5 - DISPOSIZIONE CARICO TANDEM PER MASSIMO MOMENTO E MASSIMO TAGLIO IMPALCATO ESISTENTE .....	54
FIGURA 3-6. VALORI CARATTERISTICI DELLE AZIONI DOVUTE AL TRAFFICO (TAB. 5.1.IV DELLE NTC2018) .....	55
FIGURA 3-7. SCHEMA DI CARICO 2 (FIGURA 5.1.2 DELLE NTC2018).....	56
FIGURA 3-8. MODELLO DI CARICO DI FATICA N.1 (FIGURA 5.1.4 DELLE NTC2018) .....	56
FIGURA 3-9. MODELLAZIONE DELL'AZIONE DI URTO (FIG. 5.6 DELLE LINEE GUIDA PER LA REDAZIONE E VERIFICA DEI PROGETTI DI INSTALLAZIONE DELLE BARRIERE INTEGRATE) .....	57
FIGURA 3-10. FORZE STATICHE EQUIVALENTI AGLI URTI DEI VEICOLI (TABELLA 3.6.III DELLE NTC2018).....	58
FIGURA 3-11. ESEMPIO DEFORMATA PER MODO DI VIBRARE VERTICALE (IMPALCATO SUD, $T=0.157s$ ) .....	58
FIGURA 4-1. MODELLO FEM ESTRUSO (VISTA DAL BASSO) .....	62
FIGURA 4-2. INVILUPPO $M_x$ [TM].....	65
FIGURA 4-3. INVILUPPO $T_y$ [T] .....	65
FIGURA 4-4. INVILUPPO $M_x$ [TM].....	66



FIGURA 4-5. INVILUPPO TY [T] .....	67
FIGURA 4-6. INVILUPPO MY [T] .....	67
FIGURA 4-7. INVILUPPO TY [T] .....	68
TABELLA 5-1. SPALLE - CONFIGURAZIONE .....	76
FIGURA 5-1. SPALLE - DIMENSIONI GEOMETRICHE .....	79
FIGURA 5-2. SPALLE - ANALISI DEI CARICHI TRASMESSI DALL'IMPALCATO .....	82
FIGURA 5-3. SPALLE - COMBINAZIONI DI CALCOLO SLU ED SLE PER VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI .....	89
FIGURA 5-4. SPALLE - MODELLO FEM –VISTA SOLIDA.....	90
FIGURA 5-5. SPALLE - MODELLO FEM - NUMERAZIONE NODI E ASTE.....	91
FIGURA 5-6. SPALLE - MODELLO FEM – SISTEMA DI RIFERIMENTO GLOBALE .....	91
FIGURA 5-7. SPALLE - MODELLO FEM – INVILUPPO MOMENTI SLU PARAMENTO.....	92
FIGURA 5-8. SPALLE - MODELLO FEM – INVILUPPO TAGLIO SLU PARAMENTO.....	93
FIGURA 5-9. SPALLE - MODELLO FEM – INVILUPPO AZIONE ASSIALE SLU PARAMENTO .....	93
FIGURA 5-10. SPALLE - MODELLO FEM – INVILUPPO MOMENTO FLETTENTE SLU FONDAZIONE.....	102
FIGURA 5-11. SPALLE - MODELLO FEM – INVILUPPO TAGLIO SLU FONDAZIONE .....	102
FIGURA 5-12. SPALLE – REAZIONI MAX SUI MICROPALI (DA RELAZIONE APE).....	109
FIGURA 5-13. SPALLE - ANALISI DEI CARICHI TRASMESSI DALL'IMPALCATO ALL'INTRADOSSO DELLA FONDAZIONE .....	120
FIGURA 5-14. SPALLE – ANALISI DEI CARICHI TRASMESSI DALLE SOTTOSTRUTTURE ALL'INTRADOSSO DELLA FONDAZIONE .....	121
FIGURA 5-15. SPALLE – COMBINAZIONI ED AZIONI DI CALCOLO ALL'INTRADOSSO DELLA FONDAZIONE .....	122
FIGURA 5-16. SPALLE – SEZIONE CORPO SPALLA ALLARGAMENTO 1 CON INDICATI I TIRANTI PASSIVI DI RINFORZO.....	123
FIGURA 5-17. SPALLE – SEZIONE SPALLA CARREGGIATA NORD COSI' COME RINFORZATA NEL 2004 .....	124
FIGURA 5-18. SPALLE – ESEMPIO DI CURVE CARATTERISTICHE TIRANTI PASSIVI .....	126
FIGURA 5-19. SPALLE – SEZIONE TIPO RINFORZO STRUTTURALE.....	127
FIGURA 5-20. SPALLE - ANALISI DEI CARICHI TRASMESSI DALL'IMPALCATO .....	131
FIGURA 5-21. SPALLE - COMBINAZIONI DI CALCOLO SLU ED SLE PER VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI .....	134
FIGURA 5-22. SPALLE – TABELLA FINALE AZIONI NEI TIRANTI.....	136
FIGURA 5-23. SPALLE – TABELLA SOLLECITAZIONI SULLA ZATTERA A FILO PARAMENTO .....	143
TABELLA 6-1. MURI D'ALA - CONFIGURAZIONE .....	155
FIGURA 6-1. MURI D'ALA CARREGGIATA NORD - DIMENSIONI GEOMETRICHE .....	156
FIGURA 6-2. MURI D'ALA CARREGGIATA NORD – MODELLO PER VERIFICHE D INSTABILITÀ GEOTECNICA .....	158
TABELLA 6-2. MURI D'ALA CARREGGIATA NORD – VERIFICHE A RIBALTAMENTO (EQU) .....	160
TABELLA 6-3. MURI D'ALA CARREGGIATA NORD – VERIFICHE A SCORRIMENTO (A1+M1+R3) .....	160
TABELLA 6-4. MURI D'ALA CARREGGIATA NORD – VERIFICHE DI CAPACITÀ PORTANTE (A1+M1+R3).....	160
TABELLA 6-5. MURI D'ALA CARREGGIATA NORD – ANALISI STRUTTURALE – AZIONI DI CALCOLO .....	164
TABELLA 6-6. MURI D'ALA CARREGGIATA NORD – PARAMENTO – SOLLECITAZIONI DI VERIFICA .....	165
TABELLA 6-7. MURI D'ALA CARREGGIATA NORD – RETROZATTERA – SOLLECITAZIONI DI VERIFICA.....	169
TABELLA 6-8. MURI D'ALA CARREGGIATA NORD – AVANZATTERA – SOLLECITAZIONI DI VERIFICA.....	173
FIGURA 6-3. MURI D'ALA CARREGGIATA SUD - DIMENSIONI GEOMETRICHE.....	174
FIGURA 6-4. MURI D'ALA CARREGGIATA SUD - COMBINAZIONI DI CALCOLO SLU ED SLE PER VERIFICA PARAMENTO E ZATTERA .....	176
FIGURA 6-5. MURI D'ALA CARREGGIATA SUD - MODELLO DI CALCOLO – NUMERAZIONE ASTE E NODI.....	177
FIGURA 6-6. MURI D'ALA CARREGGIATA SUD - MODELLO DI CALCOLO – VISTA SOLIDA.....	178
FIGURA 6-7. MURI D'ALA CARREGGIATA SUD - CONDIZIONE DI CARICO C1 (SOLO CARICHI NODALI).....	178
FIGURA 6-8. MURI D'ALA CARREGGIATA SUD - CONDIZIONI DI CARICO C2 E C3 .....	179
FIGURA 6-9. MURI D'ALA CARREGGIATA SUD - CONDIZIONI DI CARICO C4A E C4B.....	179
FIGURA 6-10. MURI D'ALA CARREGGIATA SUD - CONDIZIONE DI CARICO C8A E C8B.....	180
FIGURA 6-11. MURI D'ALA CARREGGIATA SUD - CONDIZIONE DI CARICO CS1 (-KV) .....	180
FIGURA 6-12. MURI D'ALA CARREGGIATA SUD - CONDIZIONE DI CARICO CS1 (+KV) .....	181
FIGURA 6-13. MURI D'ALA CARREGGIATA SUD - CONDIZIONI DI CARICO CS2 (-KV) E CS2 (+KV) .....	181
FIGURA 6-14. MURI D'ALA CARREGGIATA SUD – PARAMENTO – INVILUPPO SLU – MOMENTO FLETTENTE .....	182
FIGURA 6-15. MURI D'ALA CARREGGIATA SUD – PARAMENTO – INVILUPPO SLU – AZIONE DI TAGLIO .....	182
FIGURA 6-16. MURI D'ALA CARREGGIATA SUD – PARAMENTO – INVILUPPO SLU – AZIONE ASSIALE .....	183
TABELLA 6-9. MURI D'ALA CARREGGIATA SUD – PARAMENTO – SOLLECITAZIONI DI VERIFICA .....	184
FIGURA 6-17. MURI D'ALA CARREGGIATA SUD – PLINTO DI FONDAZIONE – INVILUPPO SLU – MOMENTO FLETTENTE .....	189
FIGURA 6-18. MURI D'ALA CARREGGIATA SUD – PLINTO DI FONDAZIONE – INVILUPPO SLU – AZIONE DI TAGLIO.....	189
FIGURA 6-19. MURI D'ALA CARREGGIATA SUD – PLINTO DI FONDAZIONE – INVILUPPO SLU – AZIONE ASSIALE .....	190

TABELLA 6-10. MURI D'ALA CARREGGIATA SUD – RETROZATTERA – SOLLECITAZIONI DI VERIFICA .....	191
TABELLA 6-11. MURI D'ALA CARREGGIATA SUD – AVANZATTERA – SOLLECITAZIONI DI VERIFICA .....	194
FIGURA 6-20. MURI D'ALA CARREGGIATA SUD – ANALISI DEI CARICHI AGENTI ALL'INTRADOSSO DELLA FONDAZIONE .....	200
FIGURA 6-21. MURI D'ALA CARREGGIATA SUD – COMBINAZIONI ED AZIONI DI CALCOLO ALL'INTRADOSSO DELLA FONDAZIONE.....	201

## 1 INTRODUZIONE

Nel presente elaborato si riporta una sintesi delle analisi svolte e dei principali risultati ottenuti relativamente ai calcoli statici del sottovia autostradale esistente denominato Via Erbosa nell'ambito dei lavori di ampliamento della tangenziale di Bologna, nel tratto Borgo Panigale – Caselle.

L'opera è denominata 83T e ubicata indicativamente alla progressiva km 13+169.

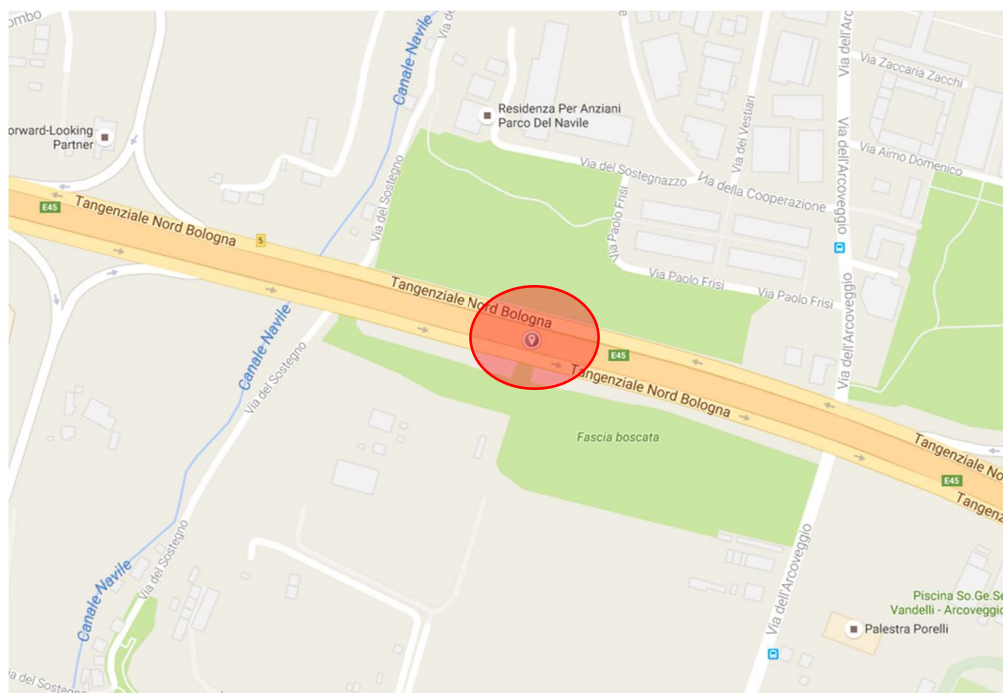


Figura 1-1. Localizzazione geografica dell'opera (1)

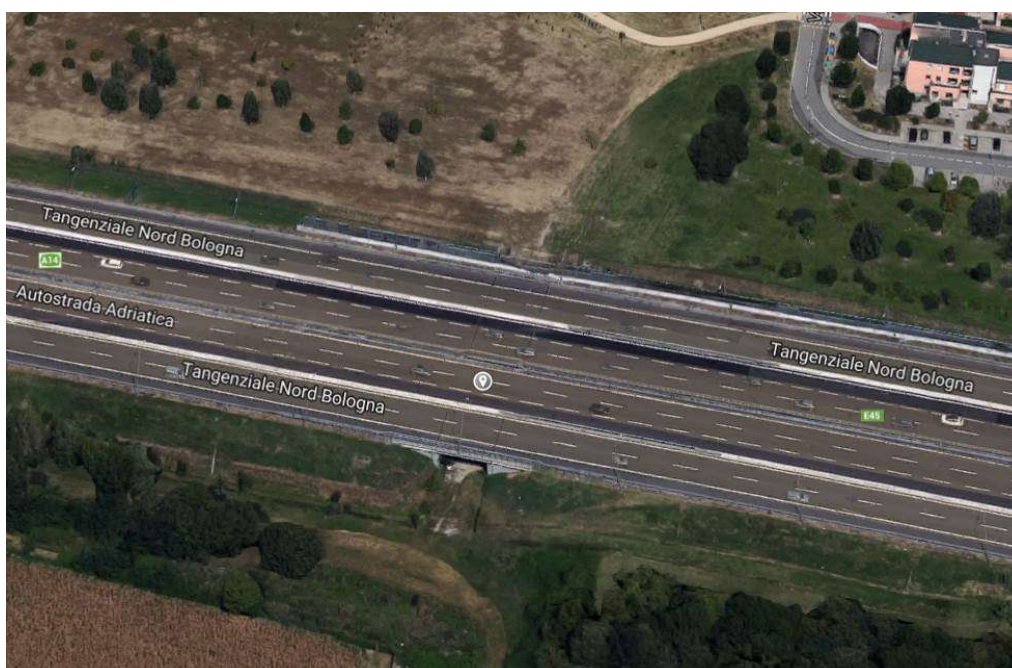


Figura 1-2. Localizzazione geografica dell'opera (2)

## 1.1 CARATTERISTICHE GENERALI DELL'OPERA

La **struttura originaria** del ponte è costituita da un doppio impalcato a travi in c.a.p. a campata unica, avente luce di calcolo  $L=10.60\text{m}$  in asse travi.

L'impalcato esistente, per ogni senso di marcia, è costituito da un impalcato realizzato rispettivamente con n° 8 travi in c.a.p. con sezione a T di altezza 80 cm, semplicemente appoggiate fra spalle e solidarizzate fra loro da una soletta collaborante in c.a. gettato in opera, di spessore minimo pari a 0.20 m, per una lunghezza del ponte pari a 11.4m. I 2 impalcati non sono fra loro collegati. Gli impalcati originari presentano, nel complesso, una larghezza totale pari a circa 23 m con interasse minimo tra le travi portanti pari a 3.00 m.

Le spalle sono in cemento armato con fondazioni dirette.

L'opera, per quanto concerne la carreggiata nord, è già stata oggetto nel 2004 di adeguamento per l'ampliamento di 2.40m circa attraverso l'inserimento di una struttura mista in acciaio-calcestruzzo collegata all'impalcato esistente con traversi in acciaio e la soletta in c.a. gettata in opera. Tale allargamento ha interessato anche le sottostrutture di sostegno dell'impalcato.

La trave principale è in profili in acciaio saldati a “doppio T” di altezza totale 700 mm, ali 600 x 40 mm, anima 620 x 16 mm, solidarizzati alla sovrastante soletta in c.a. mediante pioli tipo “Nelson” di diametro 30 e 22 mm, altezza 250 mm con numero e passo variabili a seconda della zona della trave. La soletta in c.a. ha spessore strutturale 40 cm.

Sono previsti dispositivi di appoggio idonei nei confronti delle sollecitazioni allo Stato Limite Ultimo. Sono altresì realizzati opportuni ritegni sismici in direzione longitudinale e trasversale, in corrispondenza delle travi esistenti e di nuova realizzazione.

Il dimensionamento degli impalcati per le sollecitazioni derivanti dall'applicazione delle normative vigenti ha richiesto il rinforzo delle travi esistenti e dei traversi di collegamento di campata esistenti, per mezzo di fibre in carbonio fatte aderire al lembo inferiore delle strutture con resine epossidiche.

Le spalle in allargamento sono in cemento armato con fondazioni dirette.

Infine sono stati inseriti nella spalla dei tiranti passivi costituiti da micropali sub orizzontali allo scopo di assorbire l'azione sismica senza gravare sulle strutture esistenti.

Il nuovo intervento di adeguamento previsto ricalca lo schema esecutivo previsto nel precedente allargamento e prevede i seguenti interventi fondamentali:

- Ampliamento della carreggiata nord pari a 6.89m e della carreggiata sud pari a 8.89m con conseguente allargamento degli impalcati;
- Allargamento delle spalle e delle relative fondazioni;
- Verifica dei tiranti delle spalle esistenti ed eventuale inserimento di tiranti aggiuntivi in funzione della spinta sismica prevista dall'attuale normativa.

L'ampliamento verrà realizzato con il posizionamento di 3 travi metalliche sulla carreggiata nord e di 4 travi metalliche sulla carreggiata sud di profilo saldato a doppio T di altezza totale 700 mm, ali 600 x 40 mm, anima 620 x 16 mm, solidarizzata alla sovrastante soletta in c.a. mediante pioli tipo “Nelson”; la soletta collaborante di spessore 25 cm verrà gettata su predalles aventi spessore 5 cm.

Il collegamento dell'impalcato nuovo con quello esistente sarà effettuato collegando le solette mediante sovrapposizione di nuove barre di armatura a quelle della soletta esistente, parzialmente demolita. La connessione della soletta esistente con quella di ampliamento non potrà realizzare una continuità strutturale ma consentirà di ottenere un giunto in grado di assorbire le sollecitazioni di taglio, con comportamento assimilabile in prima approssimazione ad una cerniera.

Ogni altro dettaglio relativo alle geometrie e alle scelte progettuali è deducibile dalle tavole di progetto.

Nelle figure seguenti si riporta una rappresentazione della spalla nella nuova configurazione allargata.

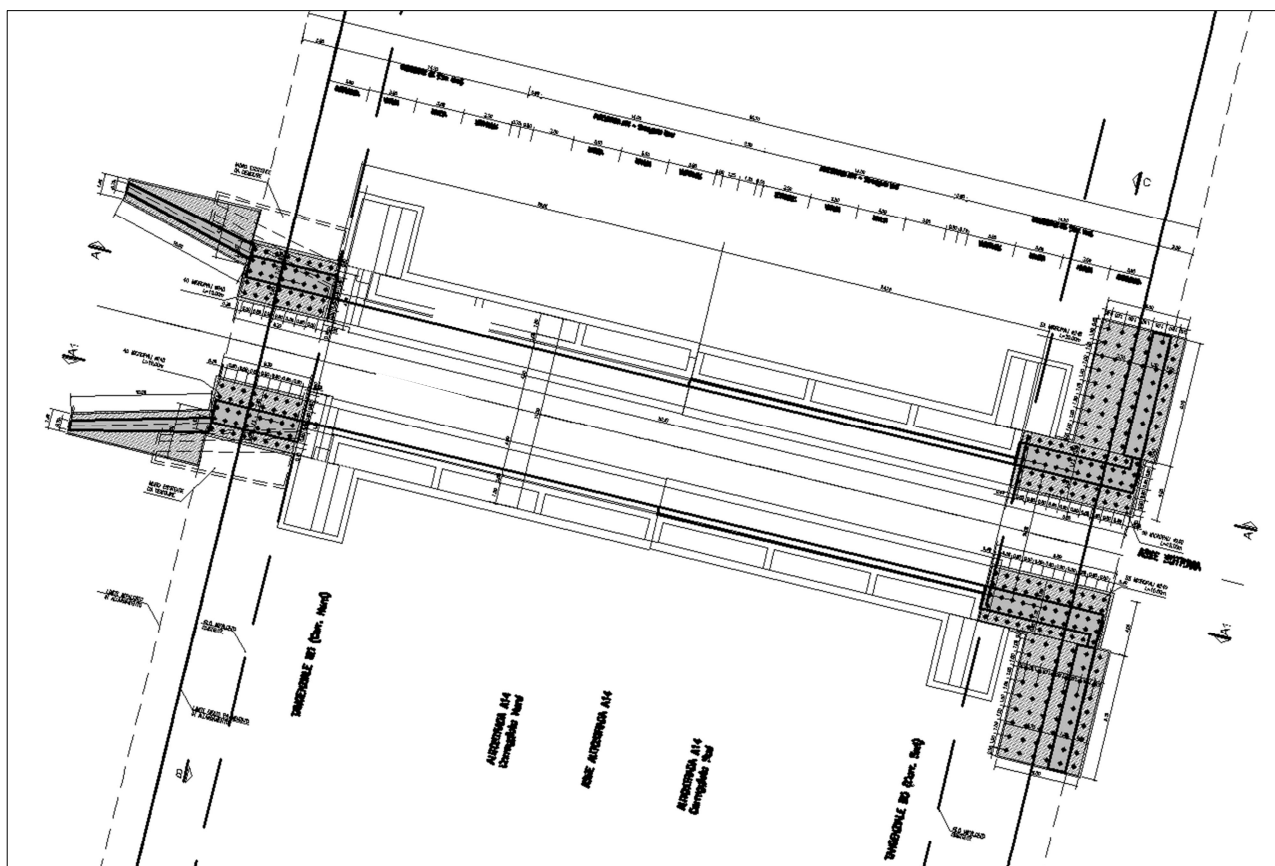


Figura 1-3. Planimetria

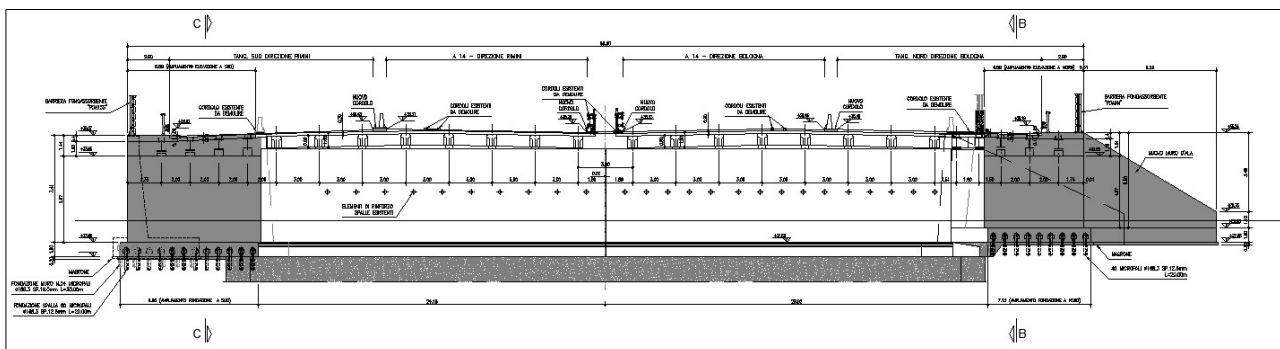


Figura 1-4. Prospetto Spalla Bologna con ampliamenti



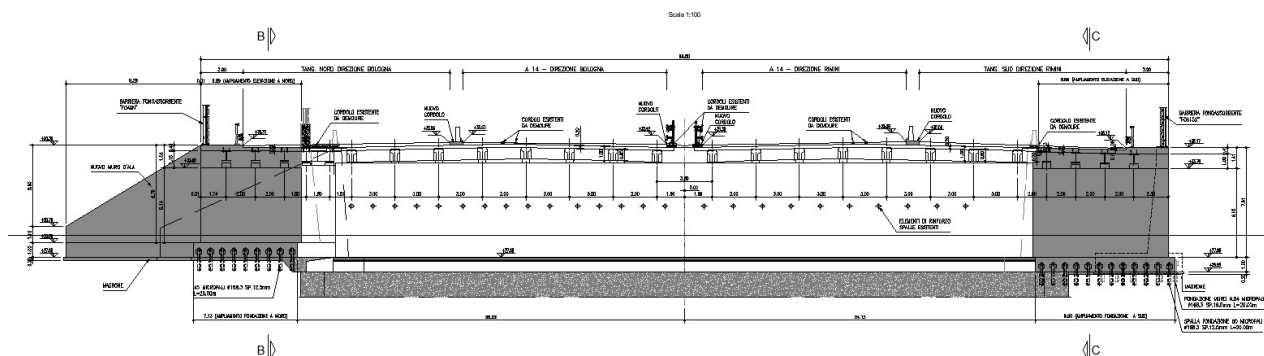


Figura 1-5. Prospetto Spalla Rimini con ampliamenti

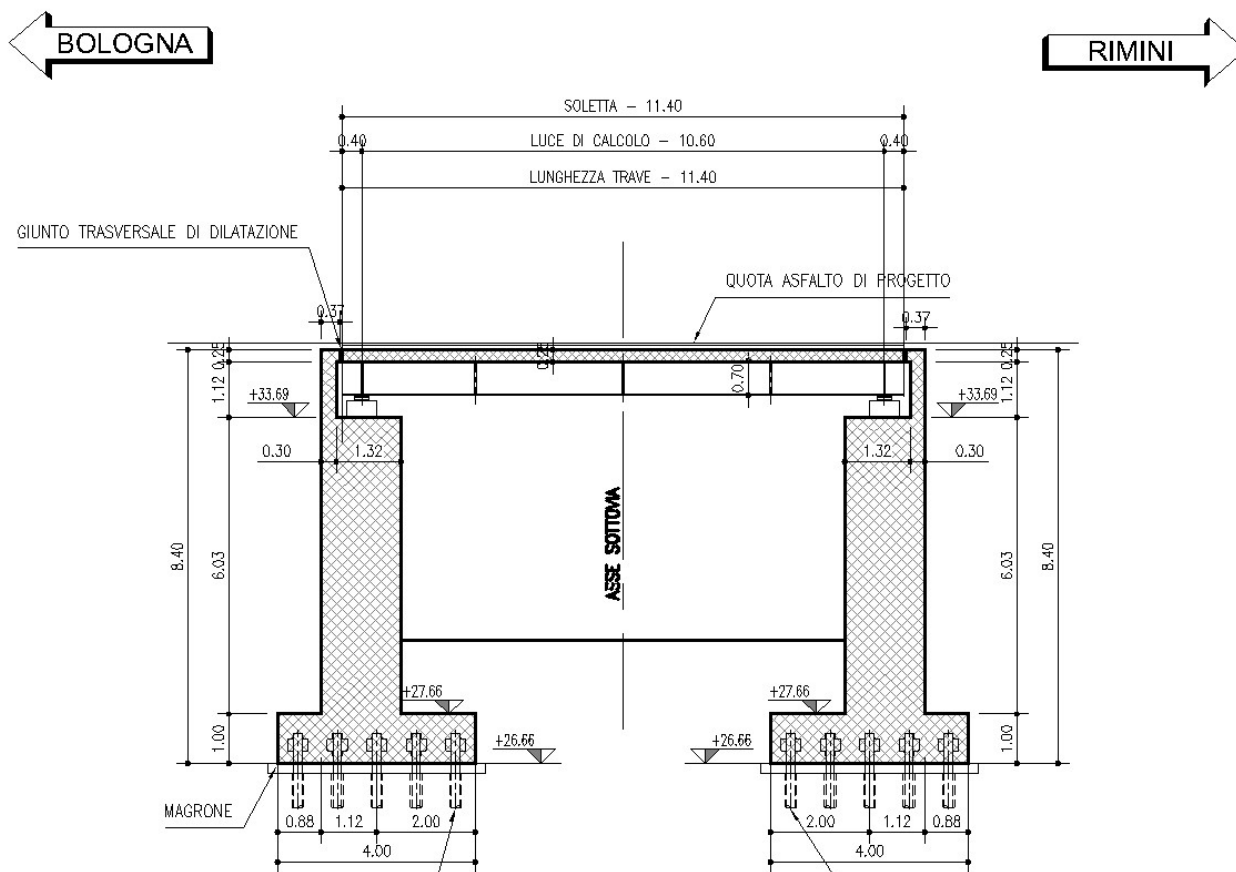


Figura 1-6. Sezione trasversale

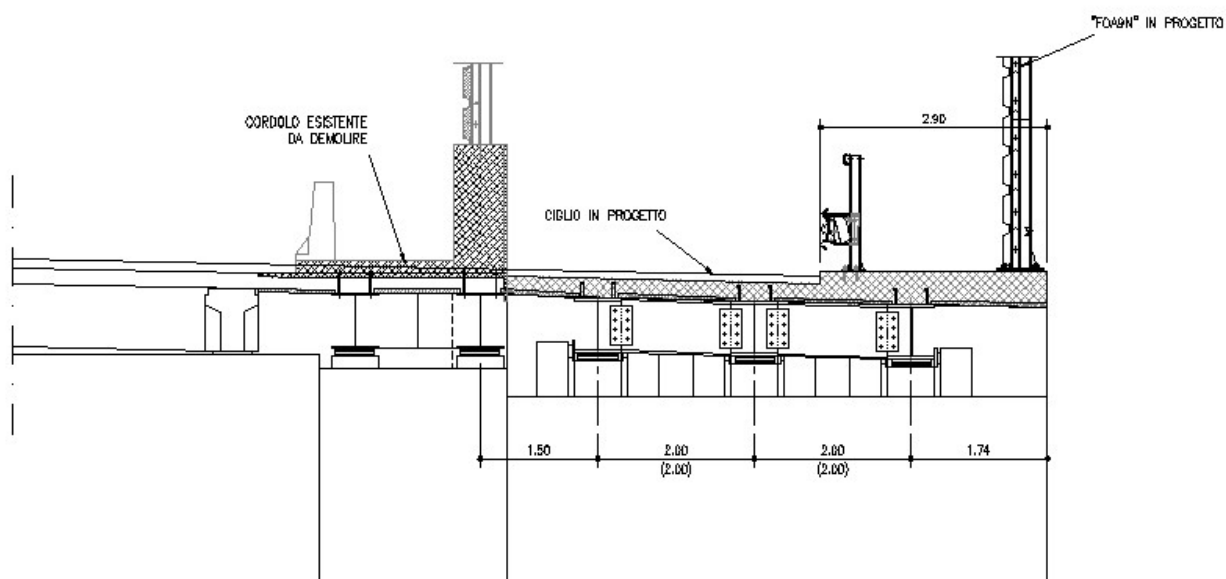


Figura 1-7. Sezione trasversale ampliamento lato Nord

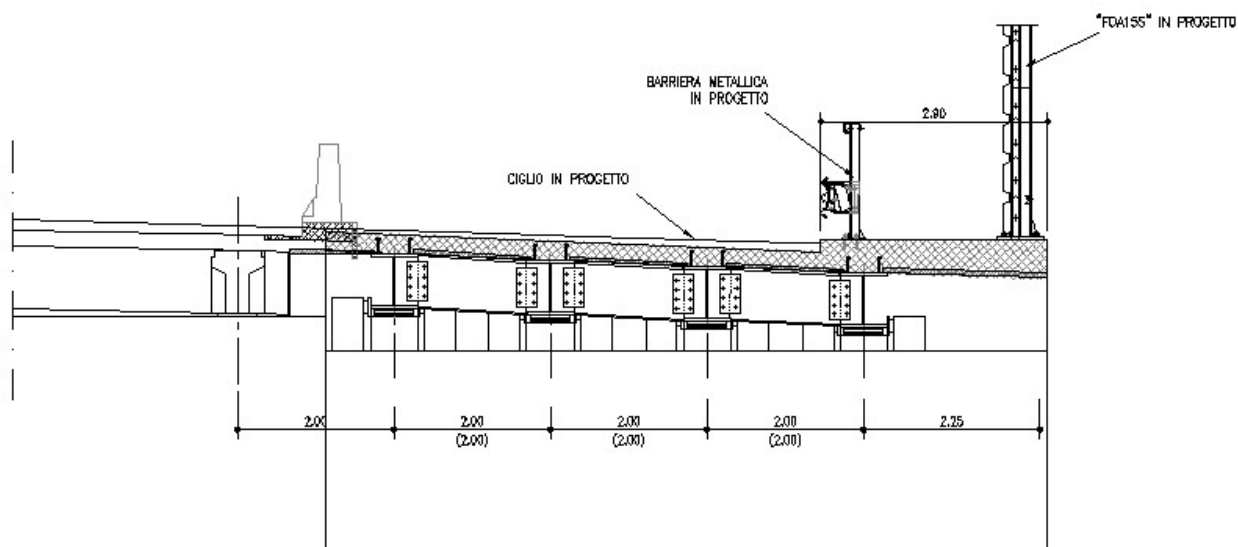
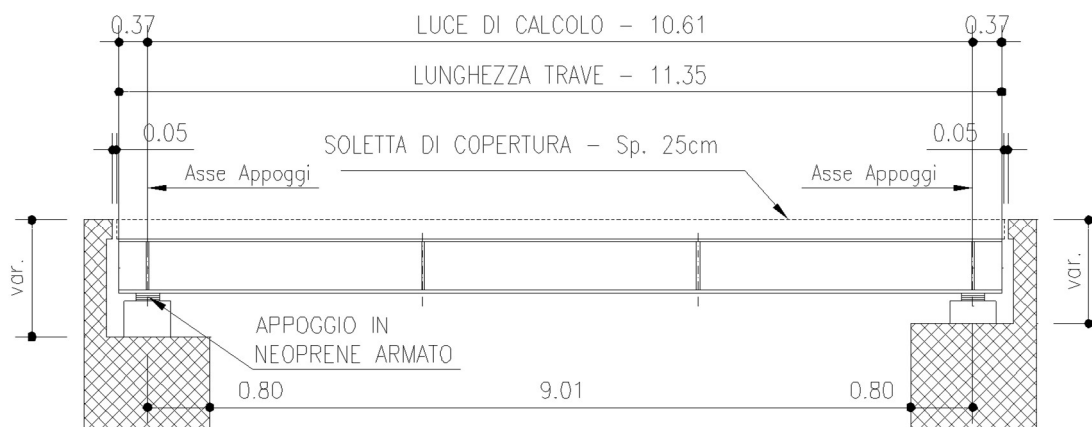
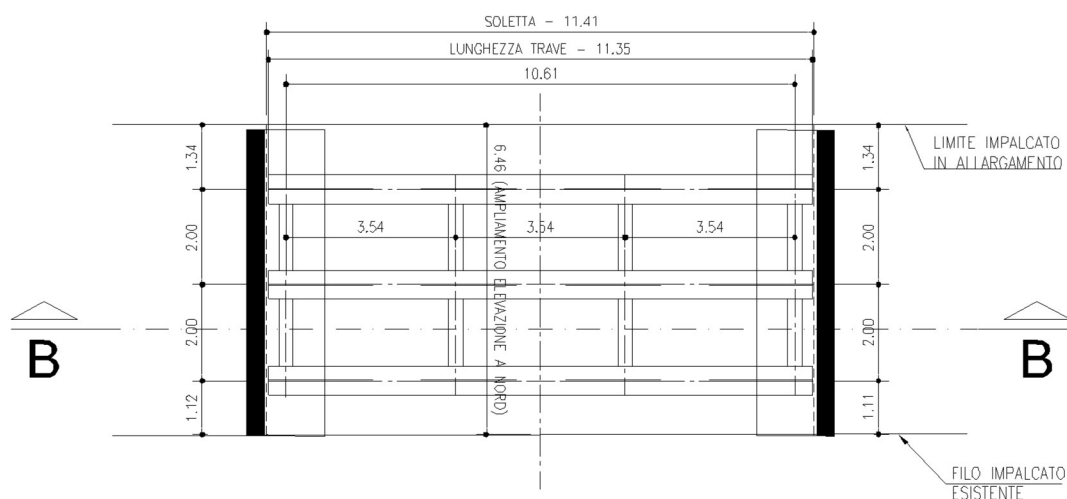


Figura 1-8. Sezione trasversale ampliamento lato Sud

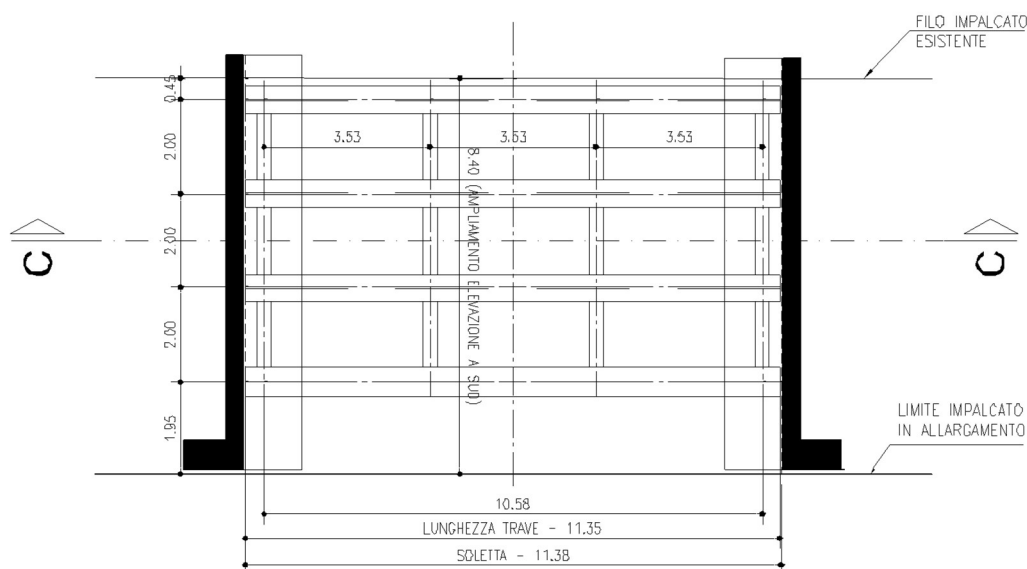




*Figura 1-9. Sezione longitudinale*



*Figura 1-10. Pianta impalcato lato Nord*



*Figura 1-11. Pianta impalcato lato Sud*

## 1.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le analisi e le verifiche sono eseguite secondo il metodo semi-probabilistico agli Stati Limite, in accordo alle disposizioni previste dalle vigenti Normative italiana ed europea (Eurocodici).

In particolare, si fa riferimento alle seguenti norme:

- [1] D.M. 17/01/2018: “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” – GU n°8 del 17/2/2018.
- [2] Circolare 21 gennaio 2019 n.7: “Istruzioni per l'applicazione dell' Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.
- [3] UNI EN 1990: Basi della progettazione strutturale.
- [4] UNI EN 1991-1-4: Azioni sulle strutture – Azione del vento.
- [5] UNI EN 1991-1-5: Azioni sulle strutture – Azioni termiche.
- [6] UNI EN 1991-1-6: Azioni sulle strutture – Azioni in generale – Azioni durante la costruzione.
- [7] UNI EN 1991-2: Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti.
- [8] UNI EN 1992: Progettazione delle strutture di calcestruzzo.
- [9] UNI EN 1992-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Regole generali e regole per gli edifici.
- [10] UNI EN 1992-2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Ponti di calcestruzzo.
- [11] UNI EN 1993: Progettazione delle strutture in acciaio.
- [12] UNI EN 1993-1-1: Progettazione delle strutture di acciaio – Regole generali e regole per gli edifici.
- [13] UNI EN 1993-2: Progettazione delle strutture di acciaio – Ponti di acciaio.
- [14] UNI EN 1993-1-5: Progettazione delle strutture di acciaio – Elementi strutturali a lastra.
- [15] UNI EN 1993-1-8: Progettazione delle strutture di acciaio – Progettazione dei collegamenti.
- [16] UNI EN 1993-1-9: Progettazione delle strutture di acciaio – Fatica.
- [17] UNI EN 1993-1-10: Progettazione delle strutture di acciaio – Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore.
- [18] UNI EN 1993-1-11: Progettazione delle strutture di acciaio – Progettazione di strutture con elementi tesi.
- [19] UNI EN 1994: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo.
- [20] UNI EN 1994-2: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Ponti.
- [21] UNI EN 1997: Progettazione geotecnica.
- [22] UNI EN 1998: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica.
- [23] UNI EN 1998-2: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Ponti.
- [24] UNI EN 1998-5:2005 Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- [25] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti – Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti.
- [26] Autostrade per l'Italia – Direzione sviluppo rete per l'Italia – Ingegneria, Ambiente e Sicurezza – Linee Guida per la redazione e verifica dei progetti di installazione delle barriere integrate (LG 03/2020).

### 1.3 CLASSI DI ESPOSIZIONE

Ai fini dell'individuazione di dettaglio delle proprietà dei materiali, si farà riferimento alle seguenti classi di esposizione, il cui significato è esplicitato nella tabella di seguito riportata:

pali:	XC2
fondazioni pile, spalle e muri:	XC2
elevazioni pile, muri e spalle:	XF2
pulvino:	XF4
cordoli, baggioli e ritegni sismici:	XF4
solette in c.a.:	XF4
coppelle:	XF4

Le caratteristiche del calcestruzzo dovranno pertanto rispettare, oltre i requisiti di resistenza indicati al punto seguente, anche i criteri previsti dalla vigente normativa (EN 11104 e EN 206) per quanto riguarda l'esposizione alle classi indicate.

prospetto 4.1 Classi di esposizione in relazione alle condizioni ambientali, in conformità alla EN 206-1		
Denominazione della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione
<b>1 Nessun rischio di corrosione o di attacco</b>		
X0	Calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, abrasione o attacco chimico. Calcestruzzo con armatura o inserti metallici: molto asciutto.	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria molto bassa
<b>2 Corrosione indotta da carbonatazione</b>		
XC1	Asciutto o permanentemente bagnato	Calcestruzzo all'interno di edifici con bassa umidità relativa Calcestruzzo costantemente immerso in acqua
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Superfici di calcestruzzo a contatto con acqua per lungo tempo Molte fondazioni
XC3	Umidità moderata	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria moderata oppure elevata Calcestruzzo esposto all'esterno protetto dalla pioggia
XC4	Ciclicamente bagnato e asciutto	Superfici di calcestruzzo soggette al contatto con acqua, non nella classe di esposizione XC2
<b>3 Corrosione indotta da cloruri</b>		
XD1	Umidità moderata	Superfici di calcestruzzo esposte ad atmosfera salina
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Piscine Calcestruzzo esposto ad acque industriali contenenti cloruri
XD3	Ciclicamente bagnato e asciutto	Parti di ponti esposte a spruzzi contenenti cloruri Pavimentazioni Pavimentazioni di parcheggi
<b>4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare</b>		
XS1	Esposto a nebbia salina ma non in contatto diretto con acqua di mare	Strutture prossime oppure sulla costa
XS2	Permanentemente sommerso	Parti di strutture marine
XS3	Zone esposte alle onde, agli spruzzi oppure alle maree	Parti di strutture marine
<b>5 Attacco di cicli gelo/disgelo</b>		
XF1	Moderata saturazione d'acqua, senza impiego di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF2	Moderata saturazione d'acqua, con uso di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo di strutture stradali esposte al gelo e ad agenti antigelo
XF3	Elevata saturazione d'acqua, senza antigelo	Superfici orizzontali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF4	Elevata saturazione d'acqua, con antigelo oppure acqua di mare	Strade e impalcati da ponte esposti agli agenti antigelo Superfici di calcestruzzo esposte direttamente ad agenti antigelo e al gelo Zone di strutture marine soggette a spruzzi ed esposte al gelo
<b>6 Attacco chimico</b>		
XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno
XA2	Ambiente chimico moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno

Figura 1-12. Classi di esposizione in relazione alle condizioni ambientali, in conformità alla EN 206-1

## 1.4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

### 1.4.1 Strutture di nuova realizzazione

#### Calcestruzzo per fondazioni di pile, spalle e muri / elevazione muri: C28/35

Tensione caratteristica cubica	$R_{ck} = 35\text{MPa}$
Tensione caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 29.05\text{MPa}$
Tensione di compressione media	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 37.05\text{MPa}$
Tensione massima di compressione per combinazione rara	$0.6 \times f_{ck} = 17.43\text{MPa}$
Tensione massima di compressione per combinazione frequente	$0.45 \times f_{ck} = 13.07\text{MPa}$
Resistenza di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 16.46\text{MPa}$
Tensione media a trazione	$f_{ctm} = 0.3 \times f_{ck}^{(2/3)} = 2.83\text{MPa}$
Tensione caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 1.98\text{MPa}$
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.32\text{MPa}$
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0.3} = 32588\text{MPa}$

#### Calcestruzzo per elevazioni spalle e pile: C32/40

Tensione caratteristica cubica	$R_{ck} = 40\text{MPa}$
Tensione caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 33.2\text{MPa}$
Tensione di compressione media	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.2\text{MPa}$
Tensione massima di compressione per combinazione rara	$0.6 \times f_{ck} = 20.0\text{MPa}$
Tensione massima di compressione per combinazione frequente	$0.45 \times f_{ck} = 14.9\text{MPa}$
Resistenza di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 18.8\text{MPa}$
Tensione media a trazione	$f_{ctm} = 0.3 \times f_{ck}^{(2/3)} = 3.10\text{MPa}$
Tensione caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.17\text{MPa}$
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.45\text{MPa}$
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0.3} = 33642\text{MPa}$

#### Calcestruzzo per solette in c.a., cordoli, baggioli e ritegni sismici: C35/45

Tensione caratteristica cubica	$R_{ck} = 45\text{MPa}$
Tensione caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 37.35\text{MPa}$
Tensione di compressione media	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 45.35\text{MPa}$
Tensione massima di compressione per combinazione rara	$0.6 \times f_{ck} = 22.41\text{MPa}$
Tensione massima di compressione per combinazione frequente	$0.45 \times f_{ck} = 16.81\text{MPa}$
Resistenza di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 21.17\text{MPa}$
Tensione media a trazione	$f_{ctm} = 0.3 \times f_{ck}^{(2/3)} = 3.35\text{MPa}$

Tensione caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.34\text{MPa}$
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.56\text{MPa}$
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0.3} = 33625\text{MPa}$

Calcestruzzo per travi c.a.p.: C45/55

Tensione caratteristica cubica	$R_{ck} = 55\text{MPa}$
Tensione caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 45.65\text{MPa}$
Tensione di compressione media	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 53.65\text{MPa}$
Tensione massima di compressione per combinazione rara	$0.6 \times f_{ck} = 27.39\text{MPa}$
Tensione massima di compressione per combinazione frequente	$0.45 \times f_{ck} = 20.54\text{MPa}$
Resistenza di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 25.87\text{MPa}$
Tensione media a trazione	$f_{ctm} = 0.3 \times f_{ck}^{(2/3)} = 3.83\text{MPa}$
Tensione caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.68\text{MPa}$
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.79\text{MPa}$
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0.3} = 36416\text{MPa}$

Acciaio per armatura lenta: barre nervate tipo B450C, controllate in stabilimento

$f_{yk} \geq 450.0 \text{ MPa}$
$f_{tk} \geq 540.0 \text{ MPa}$
$E_s = 210000\text{MPa}$
$u_s = 0.3$

Acciaio da precompressione aderente

$$f_{ptk} \geq 1860.0 \text{ MPa}$$

$$f_{p(1)k} \geq 1670.0 \text{ MPa}$$

$$E_s = 205000 \text{ MPa}$$

$$u_s = 0.3$$

#### Micropali / ancoraggi passivi: carpenteria metallica (ove presente)

Acciaio in profili a sezione aperta laminati a caldo saldati:

Tipo EN 10025-2 S355 J2+N (per spessori nominali  $t > 40 \text{ mm}$ )

Tipo EN 10025-2 S355 K2+N (per spessori nominali  $t > 40 \text{ mm}$ )

Acciaio in profili a sezione aperta laminati a caldo non saldati:

Tipo EN 10025-2 S355 J0+N

Acciaio in profili a sezione cava:

Tipo EN 10210-1 S355 J0H+N

#### Acciaio per travi e traversi

##### Acciaio da carpenteria metallica: S355

$$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$$

$$f_{tk} = 510 \text{ MPa}$$

$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$

$$u_s = 0.3$$

#### Piolatura

Pioli tipo Nelson  $\phi 22 \text{ mm}$  ST 37-3k

$$f_{yk} = 350 \text{ MPa}$$

$$f_{tk} = 450 \text{ MPa}$$

#### Bulloni

Normativa UNI EN ISO 4016:2002, UNI 5592:1968, UNI EN ISO 898-1:2001

Vite Classe 8.8

Dadi classe 8

Rondelle C50

## 1.4.2 Strutture esistenti

### 1.4.2.1 Caratteristiche dei materiali indicate negli elaborati progettuali (as built)

#### Impalcato - Impianto originario

Calcestruzzo confezionato a 400kg/mc

Acciaio tipo Aq50/60

I valori di resistenza, forniti nell'originaria relazione di calcolo, sono:

- $f_y = 320\text{MPa}$  per acciaio in c.a.
- $f_y = 1400\text{MPa}$  per acciaio da c.a.p.
- $f_c = 40\text{MPa}$  per calcestruzzo

#### Impalcato – Primo ampliamento

Calcestruzzo per muri e strutture in elevazione

Resistenza caratteristica:  $R_{ck} = 35\text{MPa}$

Acciaio per armatura lenta: barre nervate tipo FeB44k, controllate in stabilimento

$f_{yk} \geq 430.0\text{ Mpa}$

$f_{tk} \geq 540.0\text{ Mpa}$

Acciaio per carpenteria metallica: Fe510 C per profili saldati

Acciaio per carpenteria metallica: Fe510 B per profili commerciali

Resistenza di calcolo:  $f_d = 355.0\text{ MPa}$  (per spessore  $t \leq 40\text{mm}$ )

-  $f_d = 315.0\text{ MPa}$  (per spessore  $t > 40\text{mm}$ )

#### Sottostrutture – Impianto originario

Calcestruzzo per spalle e muri d'ala

Cemento  $R730$

Dosaggio  $350\text{ kg/m}^3$

Tensione caratteristica cubica  $R_{ck} = 20\text{ MPa}$

Acciaio per armatura lenta spalle e muri d'ala: barre lisce tipo AQ50

Limite di snervamento  $f_{yk} \geq 320.0\text{ MPa}$

#### Sottostrutture – Primo ampliamento

Calcestruzzo per muri e strutture in elevazione

Resistenza caratteristica:  $R_{ck} = 35\text{MPa}$

Calcestruzzo per fondazioni e pali

Resistenza caratteristica  $R_{ck} = 30\text{MPa}$

Acciaio per armatura lenta: barre nervate tipo FeB44k, controllate in stabilimento

$f_{yk} \geq 430.0\text{ Mpa}$

$f_{tk} \geq 540.0\text{ Mpa}$



#### 1.4.2.2 Risultati delle indagini condotte sulle strutture esistenti

Nel mese di Settembre 2017 la società Elletipi Srl ha condotto una campagna di indagini specialistiche e conoscitive sugli elementi strutturali del sottovia in esame. Le indagini hanno riguardato unicamente le sottostrutture.

In totale sono state effettuate le seguenti prove:

- n.° 6 prelievi di carote in cls (6 prove di compressione + carbonatazione);
- n.° 6 prelievi di barre d'armatura per prove di trazione (barre e staffe);
- n.° 6 controlli non distruttivi (sclerometro+ultrasuoni);
- n.° 6 prove di durezza su barre d'armatura;
- n.° 6 indagini pacometriche;
- Rilievo geometrico.

I risultati delle prove eseguite sono riportati nel doc. Rel-07-rev00-16609-17 “Indagini specialistiche sugli elementi strutturali del Sottovia Via Erbosa “PK13+169-83T-Via Erbosa – Relazione Tecnica” redatto dalla citata società Elletipi Srl ed a cui si rimanda per tutti i dettagli.

Nel seguito si riportano un sunto degli esiti delle indagini eseguite con i risultati più significativi ai fini delle verifiche da condursi sulle strutture esistenti.

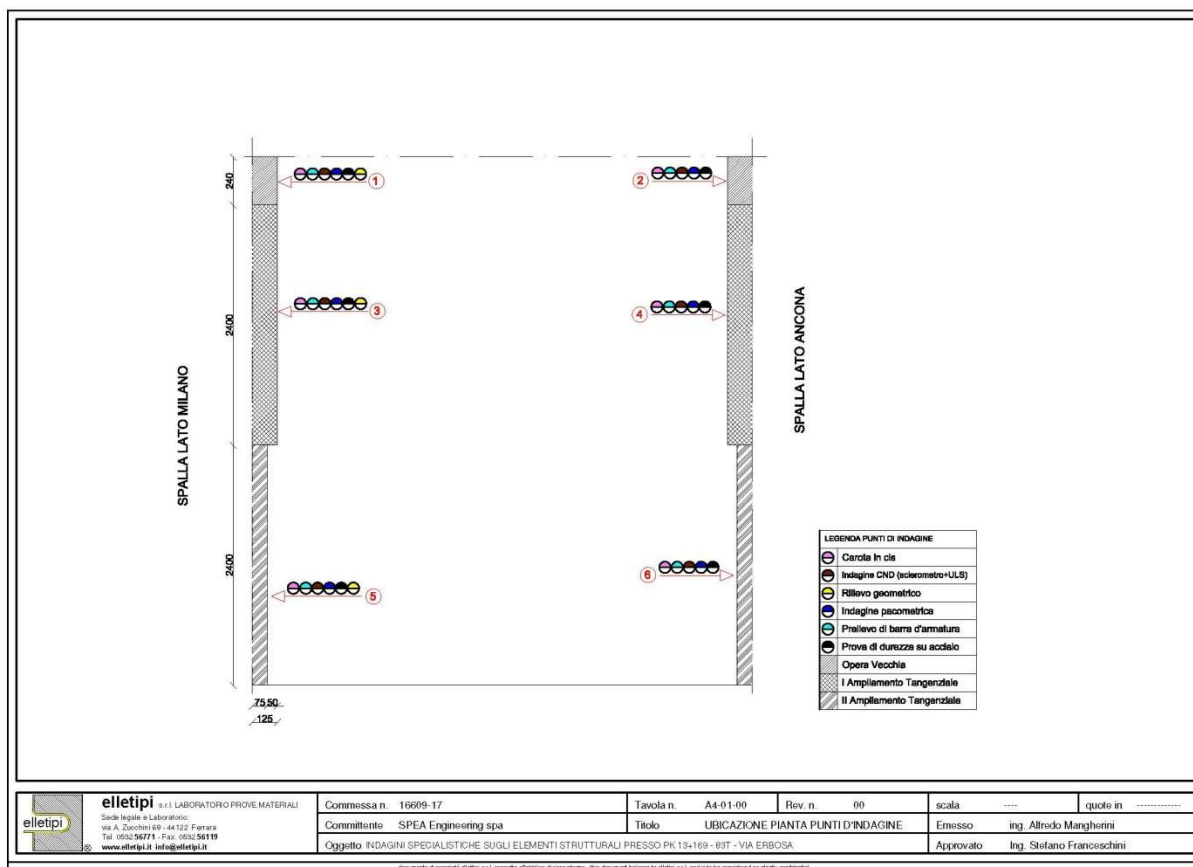


Figura 1-13. Indagini su strutture esistenti – Ubicazione punti di indagine

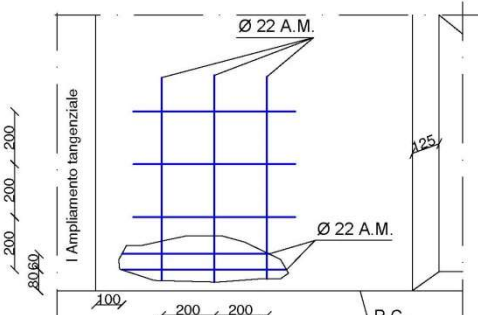

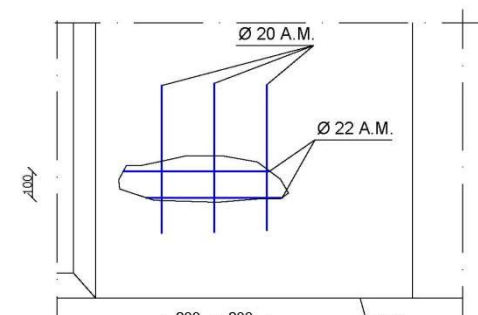

codice: ID1	elemento: II AMPL. TANG. / SPALLA DIR. MI (pacometria)																																																																						
																																																																							
<table border="1"> <tr> <td colspan="2">Barre longitudinali</td> </tr> <tr> <td>diametro:</td> <td>Ø 22 mm</td> </tr> <tr> <td>tipo:</td> <td>A.M.</td> </tr> <tr> <td>ricoprimento:</td> <td>85 mm</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Barre trasversali</td> </tr> <tr> <td>diametro:</td> <td>Ø 22 mm</td> </tr> <tr> <td>tipo:</td> <td>A.M.</td> </tr> <tr> <td>passo:</td> <td>200 mm</td> </tr> <tr> <td>ricoprimento:</td> <td>50 mm</td> </tr> </table>		Barre longitudinali		diametro:	Ø 22 mm	tipo:	A.M.	ricoprimento:	85 mm	Barre trasversali		diametro:	Ø 22 mm	tipo:	A.M.	passo:	200 mm	ricoprimento:	50 mm																																																				
Barre longitudinali																																																																							
diametro:	Ø 22 mm																																																																						
tipo:	A.M.																																																																						
ricoprimento:	85 mm																																																																						
Barre trasversali																																																																							
diametro:	Ø 22 mm																																																																						
tipo:	A.M.																																																																						
passo:	200 mm																																																																						
ricoprimento:	50 mm																																																																						
																																																																							
codice: ID2	elemento: II AMPL. TANG. / SPALLA DIR. AN (pacometria)																																																																						
																																																																							
<table border="1"> <tr> <td colspan="2">Barre longitudinali</td> </tr> <tr> <td>diametro:</td> <td>Ø 20 mm</td> </tr> <tr> <td>tipo:</td> <td>A.M.</td> </tr> <tr> <td>passo:</td> <td>200 mm</td> </tr> <tr> <td>ricoprimento:</td> <td>70 mm</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Barre trasversali</td> </tr> <tr> <td>diametro:</td> <td>Ø 20 mm</td> </tr> <tr> <td>tipo:</td> <td>A.M.</td> </tr> <tr> <td>passo:</td> <td>100 mm</td> </tr> <tr> <td>ricoprimento:</td> <td>50 mm</td> </tr> </table>		Barre longitudinali		diametro:	Ø 20 mm	tipo:	A.M.	passo:	200 mm	ricoprimento:	70 mm	Barre trasversali		diametro:	Ø 20 mm	tipo:	A.M.	passo:	100 mm	ricoprimento:	50 mm																																																		
Barre longitudinali																																																																							
diametro:	Ø 20 mm																																																																						
tipo:	A.M.																																																																						
passo:	200 mm																																																																						
ricoprimento:	70 mm																																																																						
Barre trasversali																																																																							
diametro:	Ø 20 mm																																																																						
tipo:	A.M.																																																																						
passo:	100 mm																																																																						
ricoprimento:	50 mm																																																																						
																																																																							
<table border="1"> <tr> <td>Commissa n.</td> <td>16609-17</td> <td>Tavola n.</td> <td>A4-01-01</td> <td>Rev. n.</td> <td>00</td> <td>scala</td> <td></td> <td>quote in</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Committente</td> <td>SPEA Engineering spa</td> <td>Titolo</td> <td>PACOMETRIE</td> <td></td> <td></td> <td>Emesso</td> <td>Ing. Alfredo Mangherini</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td colspan="2">Cognome</td> <td colspan="8">INDAGINI SPECIALISTICHE SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI PRESSO PK 13+189 - 83T - VIA EREOSA</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Società</td> <td colspan="8">S.p.A. LABORATORIO PROVE MATERIALI</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Sede legale e Laboratorio</td> <td colspan="8">Via S. Maria 1 - 40138 Bologna (BO) - Italia</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Tel.</td> <td colspan="8">0532.58771 - Fax 0532.58719</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Web</td> <td colspan="8">www.elletipi.it - info@elletipi.it</td> </tr> </table>		Commissa n.	16609-17	Tavola n.	A4-01-01	Rev. n.	00	scala		quote in		Committente	SPEA Engineering spa	Titolo	PACOMETRIE			Emesso	Ing. Alfredo Mangherini			Cognome		INDAGINI SPECIALISTICHE SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI PRESSO PK 13+189 - 83T - VIA EREOSA								Società		S.p.A. LABORATORIO PROVE MATERIALI								Sede legale e Laboratorio		Via S. Maria 1 - 40138 Bologna (BO) - Italia								Tel.		0532.58771 - Fax 0532.58719								Web		www.elletipi.it - info@elletipi.it							
Commissa n.	16609-17	Tavola n.	A4-01-01	Rev. n.	00	scala		quote in																																																															
Committente	SPEA Engineering spa	Titolo	PACOMETRIE			Emesso	Ing. Alfredo Mangherini																																																																
Cognome		INDAGINI SPECIALISTICHE SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI PRESSO PK 13+189 - 83T - VIA EREOSA																																																																					
Società		S.p.A. LABORATORIO PROVE MATERIALI																																																																					
Sede legale e Laboratorio		Via S. Maria 1 - 40138 Bologna (BO) - Italia																																																																					
Tel.		0532.58771 - Fax 0532.58719																																																																					
Web		www.elletipi.it - info@elletipi.it																																																																					

Figura 1-14. Indagini su strutture esistenti – Indagini pacometriche – 1/3

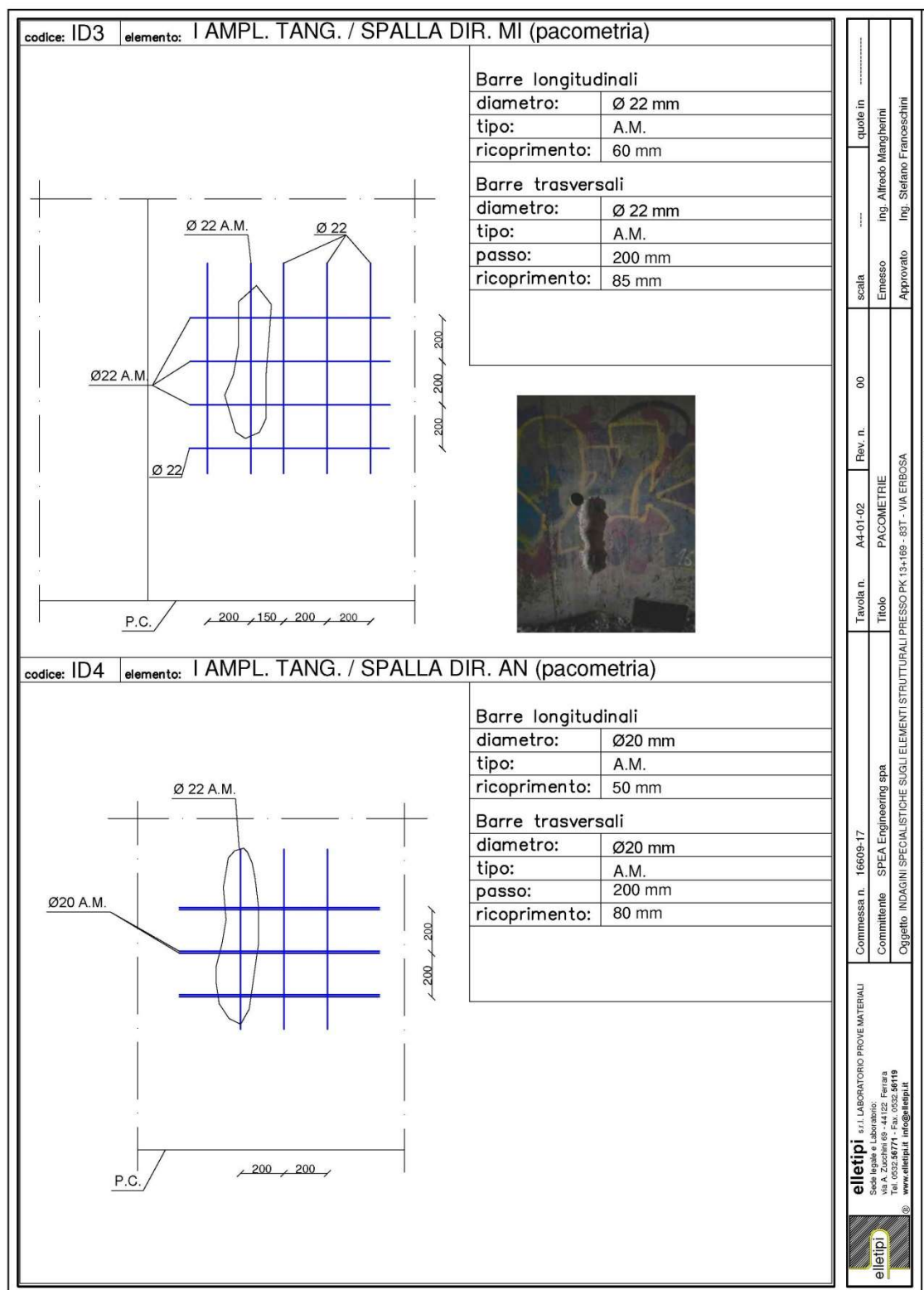


Figura 1-15. Indagini su strutture esistenti – Indagini pacometriche – 2/3

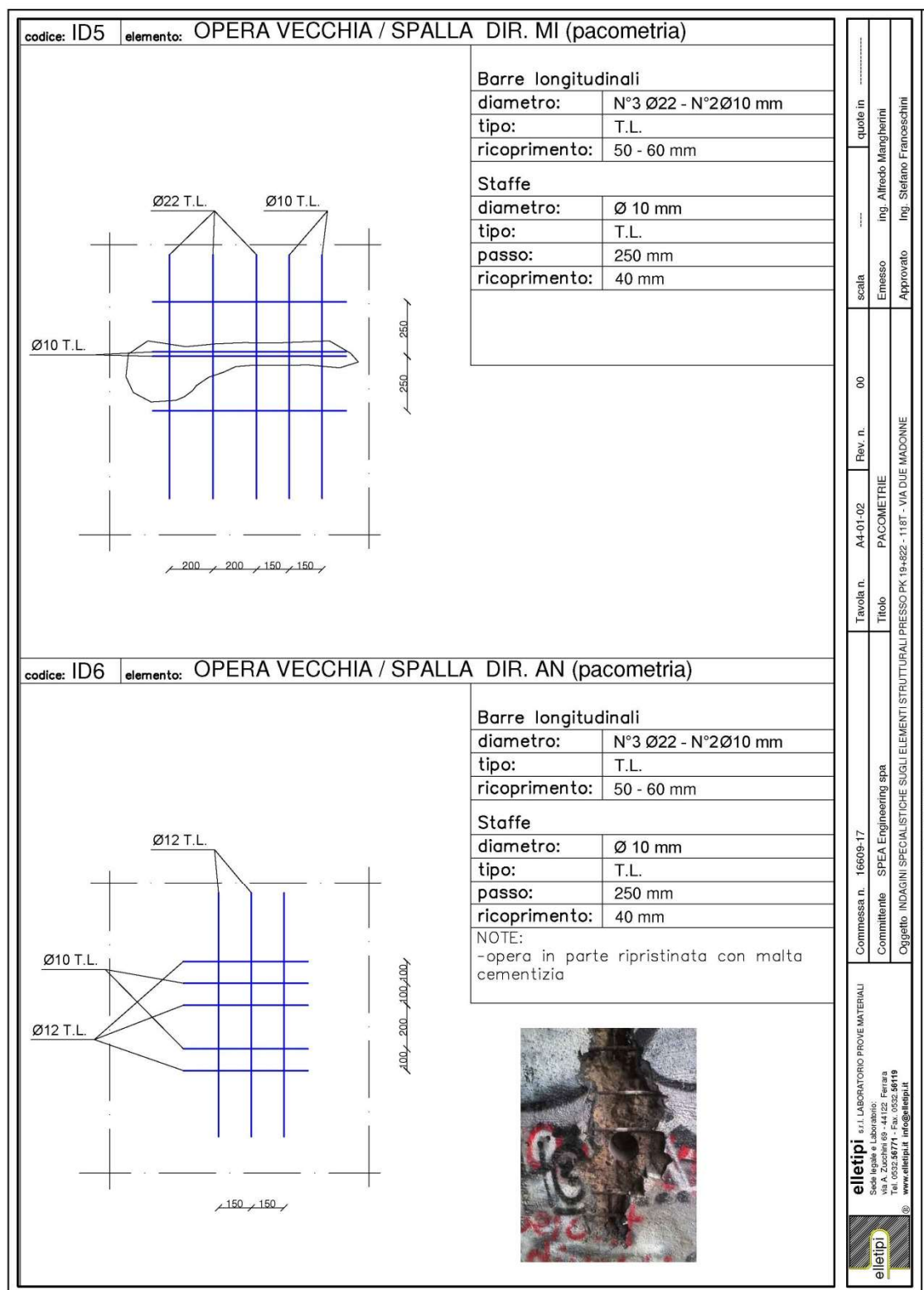


Figura 1-16. Indagini su strutture esistenti – Indagini pacometriche – 3/3



elletipi s.r.l.

Via Annibale Zucchini, 69 - 44122 FERRARA

tel. 0532/56771 – fax 0532/56119

P. IVA e Codice Fiscale n. 00174600387

e-mail: info@elletipi.it; segreteria@pec.elletipi.it

sito: www.elletipi.it



Azienda con Sistemi di Gestione certificati da Certiquality

Qualità Ambiente Sicurezza

UNI EN ISO 9001:2008

UNI EN ISO 14001:2004

BS OHSAS 18001:2007

Laboratorio Materiali da Costruzione autorizzato con Dec. n. 0000006 del 27/01/2015, art. 59 del D.P.R. 380/2001, Circolare Ministeriale 7617/STC

Laboratorio Geotecnico autorizzato con Dec. n. 6572 del 07/10/2014, art. 59 del D.P.R. 380/2001, Circolari Ministeriali 7618/STC

Organismo Notificato n° 1308 (DM 826149 del 22/03/2004 del Ministero delle Attività Produttive) rinnovata ai sensi della circ. 305/2011, DM 156/2003

COMMITTENTE:	SPEA ENGINEERING S.P.A.
INDIRIZZO:	VIA G.VIDA, 11 - 20127 MILANO (MI)
CANTIERE:	pk13+169 - 83T VIA ERBOSA
COMMESSA:	16609/17
CAMPIONE:	CILINDRI IN CALCESTRUZZO
DATA PRELIEVO:	02/11/2017
CERTIFICATO n°:	45905/17
Rev 0 del:	20/11/2017
DATA PROVE:	20/11/2017

PROVA DI COMPRESSIONE SU PROVINI DI CALCESTRUZZO									
Parte d'opera	ID	Dimensioni Provino			Massa volumica	Carico di Rottura	f <sub>ck</sub>	R <sub>c1</sub>	penetrazione CO <sub>2</sub>
		Diametro	Lunghezza	λ = L / D					
		[mm]	[mm]						
SPALLA MI - II AMPL. TANG.	ID1	94	92	0,98	2295	341,3	49,2	<b>48,8</b>	16
SPALLA AN - II AMPL. TANG.	ID2	94	92	0,98	2310	385,3	55,5	<b>55,0</b>	0
SPALLA MI - I AMPL. TANG.	ID3	94	93	0,99	2285	364,3	52,5	<b>52,3</b>	23
SPALLA AN - I AMPL. TANG.	ID4*	-	-	-	-	-	-	-	43
SPALLA MI - OPERA VECCHIA	ID5	94	93	0,99	2355	270,7	39,0	<b>38,8</b>	19
SPALLA AN - OPERA VECCHIA	ID6	94	95	1,01	2343	209,0	30,1	<b>30,2</b>	17

Note:

\*: cilindro cls fessurato per la sua interezza.

Prove sul calcestruzzo nelle strutture - UNI EN 12504-1:2009 Parte 1: Carote - prelievo, esame e prova di compressione

Metodo utilizzato per la preparazione del provino: taglio ad umido e rettifica

$f_{ck}$  resistenza a compressione del provino con rapporto Lunghezza/Diametro pari a  $\lambda$

$R_{ct} = f_{ck} \times 2,5 / (1,5 + 1/\lambda)$  resistenza a compressione del corrispondente cilindro con snellezza  $\lambda=1$  assimilabile alla resistenza cubica

Codice strumentazione interna 31 - 381 - 521 - 624

Emesso:

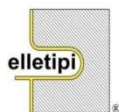
ing. Alfredo Mangherini

Approvato:

Il Responsabile di Laboratorio Controlli Strutturali  
 p.i. Riccardo Mazza

Figura 1-17. Indagini su strutture esistenti – Prove di compressione su calcestruzzo





**elletipi s.r.l.**  
 Via Annibale Zucchini, 69 - 44122 FERRARA  
 tel. 0532/56771 – fax 0532/56119  
 P. IVA e Codice Fiscale n. 00174600387  
 e-mail: info@elletipi.it; segreteria@pec.ell sito:www.elletipi.it



Azienda con Sistemi di Gestione certificati da Certiqual  
 Qualità Ambiente Sicurezza  
 UNI EN ISO 9001:2008  
 UNI EN ISO 14001:2004  
 BS OHSAS 18001:2007

Laboratorio Materiali da Costruzione autorizzato con Dec. n. 0000006 del 27/01/2015, art. 59 del D.P.R. 380/2001, Circolare Ministeriale 7617/STC

Laboratorio Geotecnico autorizzato con Dec. n. 6572 del 07/10/2014, art. 59 del D.P.R. 380/2001, Circolari Ministeriali 7618/STC

Organismo Notificato n° 1308 (DM 826149 del 22/03/2004 del Ministero delle Attività Produttive) rinnovata ai sensi della circ. 305/2011, DM 156/2003

COMMITTENTE SPEA ENGINEERING S.P.A.  
 INDIRIZZO: VIA G. VIDA, 11 - 20127 MILANO (MI)  
 CANTIERE: pk13+169 - 83T- VIA ERBOSA  
 COMMESSA: 16609/17

DATA PROVE: 02/11/17  
 PARTE D'OP. BARRE ARMATURA - SPALLA  
 CERTIFICATO n 45906-17

emessa il 20/11/17

**PROVE NON DISTRUTTIVE ESEGUITE IN SITO SU ACCIAIO STRUTTURALE - DUROMETRO**

progressivo prova	Parte d'opera/Contrassegno	elemento indagato	Media elementi*	Media (Brinnell)	CARICO DI ROTTURA A TRAZIONE
					[MPa]
1	SPALLA MI II AMPL. TANG. / ID1	BARRA	171,0	174,0	580
			174,0		
			177,0		
2	SPALLA AN II AMPL. TANG. / ID2	BARRA	173,0	179,7	600
			180,0		
			186,0		
3	SPALLA MI I AMPL. TANG. / ID3	BARRA	174,0	171,3	570
			180,0		
			160,0		
4	SPALLA AN I AMPL. TANG. / ID4	BARRA	180,0	174,3	580
			169,0		
			174,0		
5	SPALLA MI OPERA VECCHIA / ID5	BARRA	134,0	129,0	435
			128,0		
			125,0		
6	SPALLA AN OPERA VECCHIA / ID6	BARRA	94,0	98,0	340
			98,0		
			102,0		

NOTE: Codice strumentazione interna 11124  
 NORMA DI RIFERIMENTO: ASTM A956/2002

Emesso:  
 ing. Alfredo Mangherini

Approvato:  
 Il Responsabile di Laboratorio Controlli Strutturali  
 p.i. Riccardo Mazza

**Figura 1-18. Indagini su strutture esistenti – Prove non distruttive su armature (durometro)**



elletipi s.r.l.  
 Via Annibale Zucchini, 69 - 44122 FERRARA  
 tel. 0532/56771 – fax 0532/56119  
 P. IVA e Codice Fiscale n. 00174600387  
 e-mail: [info@elletipi.it](mailto:info@elletipi.it); [segreteria@pec.elletipi.it](mailto:segreteria@pec.elletipi.it) sito: [www.elletipi.it](http://www.elletipi.it)



Azienda con Sistemi di Gestione certificati da Certiquality  
 Qualità Ambiente Sicurezza  
 UNI EN ISO 9001:2008  
 UNI EN ISO 14001:2004  
 BS OHSAS 18001:2007

Laboratorio Materiali da Costruzione autorizzato con Dec. n. 0000006 del 27/01/2015, art. 59 del D.P.R. 380/2001, Circolare Ministeriale 7517/STC  
 Laboratorio Geotecnico autorizzato con Dec. n. 8572 del 07/10/2014, art. 59 del D.P.R. 380/2001, Circolari Ministeriali 7618/STC  
 Organismo notificato n° 1308 (DM 626149 del 22/03/2004 del Ministero delle Attività Produttive) rinnovata ai sensi della circ. 355/2011, DM 156/2003

COMMITTENTE:	SPEA ENGINEERING S.P.A.
INDIRIZZO:	VIA G. VIDA, 11 - 20127 MILANO (MI)
CANTIERE:	pk13+169 - 83T- VIA ERBOSA
COMMESSA:	16609/17
DATA PROVA:	15/09/17
PARTI D'OPERA:	SPALLA
CERTIFICATO n°:	45907-17 elaborato numerico revisione 00 emessa il 20/11/17

PROVE NON DISTRUTTIVE SU CALCESTRUZZO																			
Parte d'opera/Contrassegno	ULTRASUONI			Misura	SCLEROMETRO										Rc CAROTA	Ultrasuoni Beconconi, 2003	SCLEROMETRO E.Schmidt, 1951	Rc STIMATA	
	ULTRASUONI 55kHz				SCLEROMETRO SCHMIDT - N														
	spazio (L)	tempo (T)	velocità (V)		valori misurati in sito														
	[cm]	[µs]	[m/s]		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10					la medio
II AMPL. TANG. SP. MI/ID 1	20	58.90	3735	INDIRETTA	41	41	38	44	41	44	42	43	40	38	41.2	48.8	36.0	48.6	
II AMPL. TANG. SP. AN/ID 2	20	46.40	4741	INDIRETTA	42	40	42	41	40	45	44	43	44	43	42.4	55.0	72.3	57.8	
I AMPL. TANG. SP. MI/ID 3	20	54.60	4029	INDIRETTA	40	42	44	43	43	44	46	46	46	46	44.0	62.3	32.1	40.3	
I AMPL. TANG. SP. AN/ID 4	20	62.40	3846	INDIRETTA	40	42	40	41	41	43	40	41	43	40	41.1	26.2	35.8	48.2	

Note:  
 Determinazione dell'indice sclerometrico - UNI 12594-2  
 In indice l'indice di misura sclerometrico dell'intero punto di indagine calcolato come mediana su 10 valori misurati in sito.  
 La direzione rappresenta l'angolo formato dall'asse dello sclerometro con il piano orizzontale.  
 Codice interno strumentazione utilizzata: 12 - 130-132  
 Determinazione della velocità ultrasonica nel calcestruzzo - UNI EN 12594-4  
 L indica la lunghezza del percorso.  
 T è il tempo impiegato dall'impulso nell'attraversare la lunghezza L.  
 V indica la velocità dell'impulso.  
 Codice interno strumentazione utilizzata: 126  
 Prove di compressione su carote in calcestruzzo - UNI EN 12594-1:2009  
 Metodo utilizzato per la preparazione del provino: taglio ad unido e rettificazione.  
 Rapporto lunghezza/diametro dei provini utilizzati = 1  
 Rc indica la resistenza cubica a compressione.  
 Codice interno strumentazione utilizzata: 31 - 381 - 521-624

Emesso:  
 Ing Alfredo Mangherini

Approvato:  
 Il Responsabile di Laboratorio Controlli Strutturali  
 p.l. Riccardo Mazza

mod\_STRU006 (rev.  
 01 del 23/02/2012)

cert-45907-17-rev00-16609-17-PND

Sistema qualità Elletipi Srl 1 di 1



elletipi s.r.l.  
 Via Annibale Zucchini, 69 - 44122 FERRARA  
 tel. 0532/56771 – fax 0532/56119  
 P. IVA e Codice Fiscale n. 00174600387  
 e-mail: [info@elletipi.it](mailto:info@elletipi.it); [segreteria@pec.elletipi.it](mailto:segreteria@pec.elletipi.it) sito: [www.elletipi.it](http://www.elletipi.it)



Azienda con Sistemi di Gestione certificati da Certiquality  
 Qualità Ambiente Sicurezza  
 UNI EN ISO 9001:2008  
 UNI EN ISO 14001:2004  
 BS OHSAS 18001:2007

Laboratorio Materiali da Costruzione autorizzato con Dec. n. 0000006 del 27/01/2015, art. 59 del D.P.R. 380/2001, Circolare Ministeriale 7517/STC  
 Laboratorio Geotecnico autorizzato con Dec. n. 8572 del 07/10/2014, art. 59 del D.P.R. 380/2001, Circolari Ministeriali 7618/STC  
 Organismo notificato n° 1308 (DM 626149 del 22/03/2004 del Ministero delle Attività Produttive) rinnovata ai sensi della circ. 355/2011, DM 156/2003

COMMITTENTE:	SPEA ENGINEERING S.P.A.
INDIRIZZO:	VIA G. VIDA, 11 - 20127 MILANO (MI)
CANTIERE:	pk13+169 - 83T- VIA ERBOSA
COMMESSA:	16609/17
DATA PROVA:	15/09/17
PARTI D'OPERA:	SPALLA
CERTIFICATO n°:	45925-17 elaborato numerico revisione 00 emessa il 20/11/17

PROVE NON DISTRUTTIVE SU CALCESTRUZZO																			
Parte d'opera/Contrassegno	ULTRASUONI			Misura	SCLEROMETRO SCLEROMETRO SCHMIDT - N										Rc CAROTA	Rc ULTRASUONI Beconcois, 2003	Rc SCLEROMETRO E.Schmidt, 1951	Rc STIMATA	
	ULTRASUONI 55khz																		
	spazio (L)	tempo (T)	velocità (V)		valori misurati in sito														
	[cm]	[µs]	[m/s]		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10					la medio
OPERA VECCHIA SP MI/ID 5	20	73.10	3146	INDIRETTA	52	60	48	55	46	47	51	46	42	44	49.1	38.8	13.3	48.5	38.8
OPERA VECCHIA SP AN/ID 6	20	64.10	3588	INDIRETTA	30	33	34	33	35	32	35	30	32	30	32.4	30.2	19.9	23.4	30.2

Note:  
 Determinazione dell'indice sclerometrico - UNI 12594-2  
 In indice l'indice di misura sclerometrico dell'intero punto di indagine calcolato come mediana su 10 valori misurati in sito.  
 La direzione rappresenta l'angolo formato dall'asse dello sclerometro con il piano orizzontale.  
 Codice interno strumentazione utilizzata: 12 - 130-132  
 Determinazione della velocità ultrasonica nel calcestruzzo - UNI EN 12594-4  
 L indica la lunghezza del percorso.  
 T è il tempo impiegato dall'impulso nell'attraversare la lunghezza L.  
 V indica la velocità dell'impulso.  
 Codice interno strumentazione utilizzata: 126  
 Prove di compressione su carote in calcestruzzo - UNI EN 12594-1:2009  
 Metodo utilizzato per la preparazione del provino: taglio ad unido e rettificazione.  
 Rapporto lunghezza/diametro dei provini utilizzati = 1  
 Rc indica la resistenza cubica a compressione.  
 Codice interno strumentazione utilizzata: 31 - 381 - 521-624

Emesso:  
 Ing Alfredo Mangherini

Approvato:  
 Il Responsabile di Laboratorio Controlli Strutturali  
 p.l. Riccardo Mazza

mod\_STRU006 (rev.  
 01 del 23/02/2012)

cert-45925-17-rev00-16609-17-PND - spalla vecchia

Sistema qualità Elletipi Srl 1 di 1

**Figura 1-19. Indagini su strutture esistenti – Prove sclerometriche su calcestruzzo**





elietipi s.r.l.  
 Via Annibale Zucchini, 69 - 44122 FERRARA  
 tel. 0532/56771 - fax 0532/56119  
 P. IVA e Codice Fiscale n. 00174800397  
 e-mail: info@elietipi.it, segreteria@pec.elietipi.it

sito: www.elietipi.it



Azienda con Sistemi di Gestione certificati da Certiquality  
 Qualità Ambiente Sicurezza  
 UNI EN ISO 9001:2008  
 UNI EN ISO 14001:2004  
 BS OHSAS 18001:2007

Laboratorio Materiali da Costruzione autorizzato con Dec. n. 000006 del 27/01/2015, art. 59 del D.P.R. 380/2001, Circolare Ministeriale 7817/STC  
 Laboratorio Sismotecnica autorizzato con Dec. n. 8972 del 07/10/2014, art. 18 del D.P.R. 380/2001, Circolare Ministeriale 7818/STC  
 Organismo Notificato n° 1308 (DM 820/18 del 22/03/2018 del Ministero delle Attività Produttive) rinviata al sensi della circ. 305/2011, DM 156/2003

COMMITTENTE:	SPEA ENGINEERING S.P.A.
INDIRIZZO:	VIA G. VIDA, 11 - 20127 MILANO (MI)
CANTIERE:	pk13+169 - 83T VIA ERBOSA
COMMESSA:	16609/17
CAMPIONE:	BARRE DI ARMATURA
DATA PRELIEVO:	02/11/2017
CERTIFICATO n°:	45908-17
DATA PROVE:	20/11/2017
	Rev 0 del: 20/11/2017

PROVA DI TRAZIONE DIRETTA - Tensile Test at Ambient Temperature - UNI EN ISO 6892-1:2009												
Opera/Parte d'opera	ID	tipologia barra d'armatura	Dimensioni Provino			Massa volumica	Carico di snervamento	Carico di rottura	tensione di snervamento	tensione di rottura	rapporto tensioni	allungamento a rottura
			D [mm]	Φ [mm]	L [mm]	m <sub>v</sub> [kg/m <sup>3</sup> ]	F <sub>p</sub> [kN]	F <sub>t</sub> [kN]	f <sub>y</sub> [MPa]	f <sub>t</sub> [MPa]	f <sub>t</sub> /f <sub>y</sub> [-]	ε [%]
SPALLA MI - II AMPL. TANG.	ID1	A.M.	22	21,96	390,00	7824,53	192,26	231,94	507,4	612,1	1,21	13,7
SPALLA AN - II AMPL. TANG.	ID2	A.M.	20	20,09	398,00	7917,76	160,98	194,84	508,0	614,9	1,21	14,7
SPALLA MI - I AMPL. TANG.	ID3	A.M.	22	21,97	400,00	7826,21	183,88	230,04	485,2	607,0	1,25	20,1
SPALLA AN - I AMPL. TANG.	ID4	A.M.	22	21,94	374,00	7807,57	182,50	229,76	482,7	607,7	1,26	14,7
SPALLA MI - OPERA VECCHIA	ID5	T.L.	10	10,24	402,00	8234,88	28,37	40,76	344,3	494,7	1,44	33,8
SPALLA AN - OPERA VECCHIA	ID6	T.L.	10	9,38	424,00	6906,72	19,26	27,52	278,7	398,3	1,43	5,6

Note:  
 D diametro nominale della barra misurato con tecniche di misura dirette  
 Φ diametro equipasante utilizzato e calcolato come indicato al § 11.3.2.4 del D.M 14/01/2006 nell'ipotesi che la densità dell'acciaio sia pari a 7850 kg/m<sup>3</sup>  
 T.L. barre d'armatura di tipo tondo liscio  
 A.M. barre d'armatura ad aderenza migliorata  
 Codice strumentazione interna 882-1121-2328

Emesso:  
 ing. Alfredo Mangherini

Approvato:  
 Il Responsabile di Laboratorio Controlli Strutturali  
 p.i. Riccardo Mazza

Figura 1-20. Indagini su strutture esistenti – Prove di trazione diretta su barre di armatura

### 1.4.2.3 Definizione del fattore di confidenza

In considerazione delle prove di caratterizzazione dei materiali effettivamente eseguite e dei loro risultati, in ottemperanza a quanto indicato al cap. C8 “Costruzioni Esistenti” della Circolare 21 gennaio 2019, n.° 7 “Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018; si definiscono i seguenti livelli di conoscenza e fattori di confidenza (vedere Tabella C8.5.IV della citata Circolare riportata nella figura sottostante):

Impalcato: Livello di conoscenza LC3 (Conoscenza accurata)

Fattore di confidenza FC = 1.00

Sottostrutture: Livello di conoscenza LC3 (Conoscenza accurata)

Fattore di confidenza FC = 1.00

**Tabella C8.5.IV** – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>indagini limitate</i> in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>prove limitate</i> in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2		Elaborati progettuali incompleti con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <i>prove limitate</i> in situ; in alternativa da <i>prove estese</i> in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <i>prove estese</i> in situ; in alternativa da <i>prove esaustive</i> in situ	Tutti	1,00

(\*) A meno delle ulteriori precisazioni già fornite nel § C8.5.4.

Figura 1-21 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio (Tab. C8.5.IV della Circolare alle NTC2018)

### 1.4.2.4 Procedura per la definizione dei valori di progetto delle caratteristiche meccaniche dei materiali

Si riportano di seguito le considerazioni contenute nel capitolo 6.3.4: “Valori di progetto delle caratteristiche meccaniche dei materiali” delle “Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti”.

La determinazione dei valori di progetto delle caratteristiche dei materiali, come previsto dalle vigenti Norme Tecniche, avviene sempre su base statistica, correggendo, nel caso di costruzioni esistenti, i valori delle caratteristiche meccaniche considerando nelle valutazioni il fattore di confidenza (FC), funzione del livello di conoscenza (LC), e i coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_m$ .

La grandezza statistica,  $f_k$  o  $f_m$ , per le caratteristiche meccaniche da considerare non è chiarita completamente dalle Norme Tecniche; dal testo delle norme, riportato di seguito per chiarezza espositiva, si evince, senza dubbio, come non sia possibile far riferimento al valore medio ma si debba considerare “l'entità della dispersione”, facendo ad esempio riferimento al valore caratteristico che si ottiene dall'analisi sperimentale con prove distruttive (ad esempio, carote per il calcestruzzo) e non distruttive.

Cap. 8.5.3 delle NTC2018 – Caratterizzazione meccanica dei materiali. *Per conseguire un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si baserà sulla documentazione già disponibile, su verifiche visive in situ e su indagini sperimentali. Le indagini dovranno essere motivate, per tipo e quantità, dal loro effettivo uso nelle verifiche; nel caso di costruzioni sottoposte a tutela, ai sensi del D.Lgs. 42/2004, di beni di interesse storico-artistico o storico-documentale o inseriti in aggregati storici e nel recupero di centri storici o di insediamenti storici, dovrà esserne considerato l'impatto in termini di conservazione. I*

valori di progetto delle resistenze meccaniche dei materiali verranno valutati sulla base delle indagini e delle prove effettuate sulla struttura, tenendo motivatamente conto dell'entità delle dispersioni, prescindendo dalle classi discretizzate previste nelle norme per le nuove costruzioni. Per le prove di cui alla Circolare 08 settembre 2010, n.7617/STC o eventuali successive modifiche o interazioni, il prelievo dei campioni dalla struttura e l'esecuzione delle prove stesse devono essere effettuate a cura di un laboratorio di cui all'articolo 59 del DPR 380/2001.

In altro punto della Circolare è riportato quanto segue:

Cap. C8.5.4.2 della Circolare Esplicativa alle NTC2018 –Costruzioni di calcestruzzo armato o di acciaio. I fattori di confidenza, determinati in funzione del livello di conoscenza acquisito, vengono applicati ai valori medi delle resistenze dei materiali ottenuti dai campioni di prove distruttive e non distruttive, per fornire una stima dei valori medi delle resistenze dei materiali della struttura, entro l'intervallo di confidenza considerato (in genere si assume un intervallo di confidenza pari al 95%).

Tale affermazione fa ritenere che il riferimento vada fatto al valor medio della resistenza; ciò vale anche per analoga affermazione del punto C8.7.2.2 della Circolare n. 7 del 21/01/2019 mentre le Norme Tecniche chiariscono come si debba motivatamente tenere conto dell'entità delle dispersioni.

Si sottolinea inoltre che la normativa italiana considera i fattori FC, che incorporano vari tipi di incertezze comprese quelle sulla disposizione delle armature e sui dettagli costruttivi. Il sistema degli Eurocodici considera invece unicamente i fattori parziali dei materiali che incorporano le incertezze di modello e la variabilità dei materiali in maniera forfettaria. È dunque necessario ottenere una sintesi dei due diversi approcci.

Si ritiene che un'adeguata interpretazione rispettosa delle Norme Tecniche e della Circolare, senza essere contraddittoria della filosofia degli Eurocodici, sia di far riferimento al valore medio diviso per il fattore di confidenza e il fattore parziale senza però mai eccedere il valore caratteristico diviso il fattore di confidenza, si da tenere conto della dispersione.

In altri termini si sceglie il minimo fra i due seguenti valori:

$$f_d = \min \left( \frac{f_m}{FC \cdot \gamma_M}; \frac{f_k}{FC} \right)$$

Si osservi che nei ponti, strutture spesso isostatiche o poco iperstatiche, il riferimento al valore medio  $f_m$  come valore di calcolo sarebbe certamente pericoloso, anche in considerazione del fatto che nel caso di crisi per carichi gravitazionali (al contrario di quanto accade nel caso di azioni cicliche proprie del sisma) la distinzione fra rottura fragile e rottura duttile è poco rilevante ai fini della salvezza delle vite umane. Si consideri anche che tendenzialmente nei ponti si deve raggiungere il livello di confidenza 3 e dunque FC risulta spesso pari all'unità.

Per quanto concerne la stima del valore  $f_k$ , un'adeguata valutazione conservativa della resistenza caratteristica basata su un numero limitato di campioni  $n$  si effettua con la modalità di seguito descritta. Nell'ipotesi di distribuzione log-normale e tenendo conto dell'incertezza associata alla stima della media campionaria, dato il campione casuale  $\{x_1, x_2, \dots, x_n\}$  della grandezza di interesse (resistenza a compressione del calcestruzzo, tensione di snervamento e di rottura dell'acciaio dolce e dell'acciaio armonico), ne sono calcolate media e deviazione standard campionarie dei logaritmi:

$$\begin{cases} \bar{\mu} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(x_i) \\ \bar{\sigma} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n [\ln(x_i) - \bar{\mu}]^2} \end{cases}$$

Avendo sottratto alla media stimata l'errore standard dello stimatore, si ottiene una stima del sedicesimo percentile della distribuzione media campionaria:

$$\bar{\mu}_{0.16} = \bar{\mu} - \frac{\bar{\sigma}}{\sqrt{n}}$$

da cui calcolare il valore caratteristico, assumendo una distribuzione log-normale, come segue:

$$\hat{x}_{0.05} = e^{\bar{\mu}_{0.16} - 1.64\bar{\sigma}}$$

#### 1.4.2.5 Valori di progetto delle caratteristiche dei materiali esistenti

Sulla base de:

- i risultati delle prove effettuate sui materiali,
- le informazioni disponibili,
- i fattori di confidenza adottati e
- la procedura definita nelle linee guida ministeriali e ampiamente descritta al capitolo precedente;

si assumono per i materiali costituenti le strutture esistenti i seguenti valori di progetto.

L'analisi è condotta separatamente per:

- opera di prima realizzazione e primo ampliamento eseguito nel 2004 (qualora presente);
- singolo elemento strutturale.

<b>Sottovia:</b>	83T	
<b>Opere:</b>	anni '60	
<b>Elemento:</b>	paramento e fondazione	
<b>Materiale:</b>	calcestruzzo	
FC	1.00	
$\gamma_c$	1.50	
<b>Campagna di indagini 2020</b>		
<b>ID carotaggio</b>	<b><math>R_c</math> [MPa]</b>	
<b>Campagna di indagini 2017</b>		
<b>ID carotaggio</b>	<b><math>R_c</math> [MPa]</b>	
ID 3	52.30	
ID 5	38.80	
ID 6	30.20	
$R_c$ [MPa]	40.43	valore medio
$R_{c(d)}$ [MPa]	26.96	$= R_c / \gamma_M / FC$
$f_{c(d)}$ [MPa]	22.37	$= R_c \times 0,83$
n° prove	3	
$\mu^*$	3.67	
$\sigma^*$	0.27	
$\mu_{0,16}$	3.52	
$\chi_{0,05}$	21.43	valore caratteristico
$R_{c(d)}$ [MPa]	21.43	$= R_c / FC$
$f_{c(d)}$ [MPa]	17.79	$= R_c \times 0,83$
<b><math>f_d</math> [MPa]</b>	<b>17.79</b>	

<b>Sottovia:</b>	83T	
<b>Opere:</b>	anni '60	
<b>Elemento:</b>	paramento e fondazione	
<b>Materiale:</b>	acciaio	
FC	1.00	
$\gamma_c$	1.15	
<b>Campagna di indagini 2020</b>		
<b>ID carotaggio</b>		<b><math>f_y</math> [MPa]</b>
<b>Campagna di indagini 2017</b>		
<b>ID carotaggio</b>		<b><math>f_y</math> [MPa]</b>
ID 3		485.20
ID 4		482.70
ID 5		344.30
ID 6		278.70
$f_y$ [MPa]	397.73	valore medio
$f_{y(d)}$ [MPa]	345.85	$= f_y / \gamma_M / FC$
n° prove	4	
$\mu^*$	5.96	
$\sigma^*$	0.27	
$\mu_{0,16}$	5.82	
$x_{0,05}$	216.49	valore caratteristico
$f_{y(d)}$ [MPa]	216.49	$= f_y / FC$
<b><math>f_d</math> [MPa]</b>	<b>216.49</b>	

## 1.5 CARATTERISTICHE DEL TERRENO

### 1.5.1 Terreno di rilevato

Per il terreno di rilevato a tergo delle spalle, si considerano i seguenti parametri geotecnici:

angolo d'attrito:  $\varphi' = 35^\circ$   
coesione:  $c' = 0$   
peso proprio:  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

### 1.5.2 Terreno di fondazione

Per quanto riguarda la caratterizzazione geotecnica completa del sito ove sorge l'opera in adeguamento, si rimanda alla specifica Relazione Geologica.

Si riporta nel seguito un breve richiamo alle indagini disponibili ed alla stratigrafia di riferimento.

Tabella 1-1. Indagini geognostiche di riferimento

Sigla sond./pozz./prova	Campagna di indagine	Progressiva (km)	Quota p.c. (m s.l.m.)	Lunghezza (m)	Strumentazione installata
CPT6	1999	13+170	?	?	-
P8	1999	13+220	29.00	3.50	-
PB14	2016	13+200	28.90	25.00	C(25)-TA(22)

*C (....) = cella piezometrica Casagrande (profondità cella);*  
*TA (....) = piezometro a tubo aperto (tratto filtrante);*  
*CH = tubo per misure Cross-hole; DH = tubo per misure Down-hole*

Tabella 1-2. Caratterizzazione stratigrafico – geotecnica

Quota p.c. (m s.l.m.m.)	Profondità (m da p.c.)	Descrizione	Sigla	$z_w$ (m da p.c.)	Parametri medi caratteristici
27.00	0.0 ÷ 6.00	Limo argilloso	A	-	Tabella 1-3
	6.00 ÷ 25.00	Ghiaia e sabbia	B	-	Tabella 1-4

Tabella 1-3. Parametri medi caratteristici dei materiali Limo argilloso (A)

Descrizione	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (KPa)	$\phi$ (°)	$E'$ (MPa)	$\sigma'_{pre}$ (MPa)	CR (-)	RR (-)	$C_v$ m/sec <sup>2</sup>	$C_u$ (KPa)	$E_u$ (MPa)
Limo argilloso	19	0	26	5	0.4	0.18 ÷ 0.16	0.03÷0.04	3E-07	50 +3.3 z	20



*Tabella 1-4. Parametri medi caratteristici dei materiali Ghiaia e Sabbia (B)*

Descrizione	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (KPa)	$\phi$ (°)	$E'$ (MPa)	$\sigma'_{pre}$ (MPa)	CR (-)	RR (-)	$C_v$ m/sec <sup>2</sup>	$C_u$ (KPa)	$E_u$ (MPa)
Ghiaia e sabbia	20	0	38	50	---	---	---	---	---	---
$\gamma$ =	peso di volume del terreno				$CR$ =	angolo di resistenza al taglio				
$c'$ =	coesione efficace				$RR$ =	modulo di elasticità				
$\phi$ =	angolo di resistenza al taglio				$C_v$ =	coeff. di consolidazione verticale				
$E'$ =	modulo di elasticità				$C_u$ =	coesione non drenata				
$\sigma'_{pre}$ =	tensione di preconsolid.				$E_u$ =	mod. di elasticità in condiz. non drenate				

Come indicato in Tabella 1-2, la stratigrafia è definita con riferimento ad un piano campagna posto a q.ta +27.00 m s.l.m.m..

Le fondazioni delle spalle sono impostate a q.ta +26.66 m s.l.m.m.(spalla sud) ed a quota +27.66 m s.l.m.m. (Spalla nord), vale a dire circa alla stessa quota in cui risulta il piano campagna nei punti in cui sono stati effettuati i sondaggi; ne consegue che nelle analisi si considera l'estremità superiore dello strato limo argilloso “A” come coincidente con la quota di imposta della fondazione (testa micropali di sottofondazione).

La quota di falda viene assunta, coincidente alla quota di imposta delle fondazioni (testa micropali di sottofondazione).

## 1.6 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Come richiesto dalla Normativa vigente, la zona dove ricade l'opera in esame è stata considerata sismica con grado di sismicità calcolato sulla base di una caratterizzazione sismica riferita ai Comuni interessati dagli interventi di ampliamento.

### Sito in esame.

Classe: IV (Funzioni pubbliche o strategiche importanti)

Vita nominale: 50

### Siti di riferimento

Longitudine 11.343713

Latitudine 44.530201

### Parametri sismici

Categoria sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

Periodo di riferimento: 100 anni

Coefficiente  $C_u$ : 2

### Stato Limite di Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %

$T_R$ : 60 anni

$a_g$ : 0.070 g

$F_0$ : 2.486

$T_C^*$ : 0.275 s

$S_S$ : 1.50

$S_T$ : 1.00

$S = S_S \times S_T = 1.50$

### Stato Limite di Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %

$T_R$ : 101 anni

$a_g$ : 0.087 g

$F_0$ : 2.478

$T_C^*$ : 0.285 s

$S_S$ : 1.50

$S_T$ : 1.00

$S = S_S \times S_T = 1.50$

### Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %

$T_R$ : 949 anni

$a_g$ : 0.213 g

$F_0$ : 2.437

$T_c^*$ :	0.305 s
$S_s$ :	1.39
$S_T$ :	1.00
$S = S_s \times S_T =$	1.39

Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLC):

Probabilità di superamento:	5 %
$T_R$ :	1950 anni
$a_g$ :	0.270 g
$F_0$ :	2.432
$T_c^*$ :	0.310 s
$S_s$ :	1.31
$S_T$ :	1.00
$S = S_s \times S_T =$	1.31

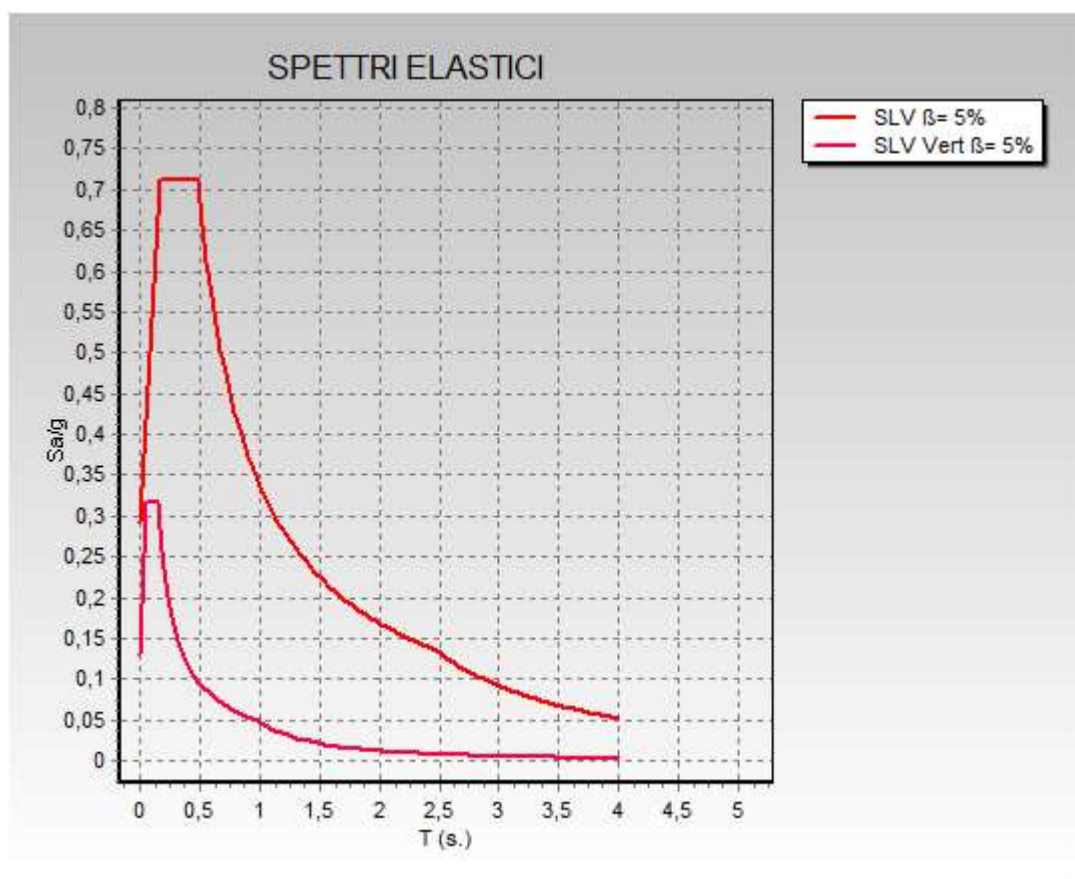


Figura 1-22. Spettro di risposta elastico in accelerazione orizzontale e verticale per SLV

## 1.7 SOFTWARE DI CALCOLO

Il codice di calcolo utilizzato per l'analisi dell'impalcato è il software agli elementi finiti **CDSWin** versione 2010 con licenza chiave n° 7284 prodotto dalla « S.T.S. s.r.l. Software Tecnico Scientifico S.r.l., Via Tre Torri n°11 – Compl. Tre Torri, 95030 Sant'Agata li Battiati (CT)».

Per le verifiche tensionali delle sezioni in acciaio e miste, si impiega il software di calcolo **Profili**, sviluppato dal Prof. Piero Gelfi.

Per le verifiche tensionali delle sezioni in c.a., si impiega il software di calcolo **VCASLU**, sviluppato dal Prof. Piero Gelfi. Il programma consente la verifica di sezioni in cemento armato normale e precompresso, soggette a presso-flessione o tenso-flessione retta o deviata, sia allo Stato Limite Ultimo che con il Metodo n e permette inoltre di tracciare il domino M-N.

Per l'analisi di opere sostegno quali berlinesi o diaframmi (opere provvisorie o permanenti), si impiega il software di calcolo **Paratie Plus release 20.0** fornito da Harpaceas S.r.l., viale Richard, 1 – 20143, Milano. Paratie Plus è un codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da opere flessibili e permette di valutare il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale.

Per l'analisi delle sottostrutture, si fa uso del programma ad elementi finiti **SAP 2000 – v.16.1.1** – “Integrated Software for Structural Analysis and Design”, distribuito da Computers and Structures, Inc. (U.S.A.); il pacchetto software comprende pre – post processore grafico interattivo destinato all'input della geometria di base ed alla manipolazione dei risultati di output ed un risolutore ad elementi finiti in campo lineare e non lineare; il medesimo solutore è impiegato per le analisi effettuate nello studio della fase sismica.

Per l'elaborazione dei dati di input/output in generale e la creazione di tabelle riepilogative, si adottano procedure opportunamente implementate in fogli elettronici **Microsoft® Office Excel 2016**. La descrizione delle modalità operative dei singoli fogli di calcolo verrà presentata di volta in volta.

Ai sensi del punto 10.2 delle NTC 2018, si dichiara quanto segue, relativamente all'impiego di strumenti di calcolo automatizzati. L'analisi strutturale e le verifiche sono state sviluppate con l'ausilio di codici di calcolo. I criteri di impiego sono dettagliatamente descritti nei vari capitoli della presente relazione. I codici di calcolo commerciali sono dotati della specifica raccolta di esempi rappresentativi, validati attraverso l'impiego di metodologie di verifica indipendente. Inoltre, la correttezza dei risultati ottenuti viene di volta in volta valutata mediante metodologie alternative (in particolare, attraverso calcolo manuale).

## 1.8 CONVENZIONI GENERALI

### 1.8.1 Unità di misura

Salvo ove diversamente specificato, le unità di misura sono quelle relative al Sistema Internazionale, ovvero:

Lunghezze: [m]

Forze: [kN]

Tensioni: [MPa]

Per quanto riguarda le convenzioni di segno, si considerano, in generale, positive le trazioni.

Per quanto riguarda le azioni interne, salvo diversamente specificato, si indicherà con:

Fx: azione assiale;

Fy azione tagliante agente nel piano della sezione trasversale;

Mz momento flettente agente nel piano della sezione trasversale.

Convenzioni specifiche verranno riportate nel prosieguo della presente relazione.

## 2 IMPOSTAZIONE GENERALE DELLE ANALISI STRUTTURALI

### 2.1 ANALISI GLOBALE IMPALCATO DI NUOVA REALIZZAZIONE

#### 2.1.1 Modellazione strutturale

Per l'analisi strutturale si considera un modello agli elementi finiti costituito da un graticcio di travi formato da elementi beam lineari a due nodi e da una soletta modellata con elementi shell.

I vincoli sono modellati come cerniera ad una estremità e carrello all'altra estremità.

#### 2.1.2 Fasi di analisi

##### 2.1.2.1 Fase 1

I carichi considerati in questa fase di analisi sono:

- Peso proprio travi in acciaio
- Peso proprio traversi in acciaio
- Peso proprio soletta in calcestruzzo

In questa fase la soletta in calcestruzzo è un carico che grava sulle travi in acciaio e non viene considerata come elemento resistente.

##### 2.1.2.2 Fase 2

I carichi considerati in questa fase di analisi sono:

- Carico permanente degli arredi stradali (pavimentazione, cordoli, guard-rail, reti di protezione e, qualora presenti, barriere anti-foniche)
- Ritiro
- Viscosità
- Cedimenti vincolari di spalla e pila

In questa fase, caratterizzata dai carichi di lunga durata, viene considerato un coefficiente di omogeneizzazione  $n$  pari a 15.6 per la verifica della sezione mista acciaio-calcestruzzo.

##### 2.1.2.3 Fase 3

I carichi considerati in questa fase di analisi sono:

- Azione di frenatura
- Carichi variabili da traffico
- Vento (a ponte carico)
- Temperatura

In questa fase, caratterizzata dai carichi di breve durata, viene considerato un coefficiente di omogeneizzazione  $n$  pari a 6.2 per la verifica della sezione mista acciaio-calcestruzzo.

Come previsto al cap.7.2.2 delle NTC2018, si dovrà tener conto della componente verticale del sisma mediante un'analisi dinamica lineare (analisi modale).

#### 2.1.3 Fasi di costruzione

Le fasi di costruzione dell'impalcato rispecchiano quanto descritto nelle fasi di analisi. Avremo, dunque:

- Fase 1:  
vengono disposte, in sequenza, le travi di acciaio, le predalle, l'armatura della soletta e, infine, viene effettuato il getto di calcestruzzo.
- Fase 2:  
il calcestruzzo ormai maturato permette la disposizione degli arredi stradali, della pavimentazione, delle barriere e della segnaletica.



## 2.1.4 Coefficienti di omogeneizzazione

Come anticipato al paragrafo 2.1.2, sono stati valutati i coefficienti di omogeneizzazione in funzione della fase di analisi.

Per carichi di lunga durata (fase di analisi 2) si valuta il coefficiente di omogeneizzazione come:

$$n = \frac{E_s}{E_c} (1 + \phi(t, t_0))$$

che tiene in conto dei fenomeni reologici del calcestruzzo. Si rimanda al paragrafo specifico per il calcolo del coefficiente  $\phi(t, t_0)$ .

Per carichi di breve durata (fase di analisi 3) si valuta il coefficiente di omogeneizzazione come:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{210000 \text{ MPa}}{34077 \text{ MPa}} = 6.16$$

## 2.1.5 Larghezza di soletta collaborante

In accordo con il cap. 4.3.2.3 delle NTC2018 è stata valutata la larghezza efficace della trave a sezione composta.



Fig. 4.3.1. - Definizione della larghezza efficace  $b_{eff}$  e delle aliquote  $b_{ei}$

Figura 2-1. Definizione della larghezza efficace  $b_{eff}$  e delle aliquote  $b_{ei}$  (Fig.4.3.1 delle NTC2018)

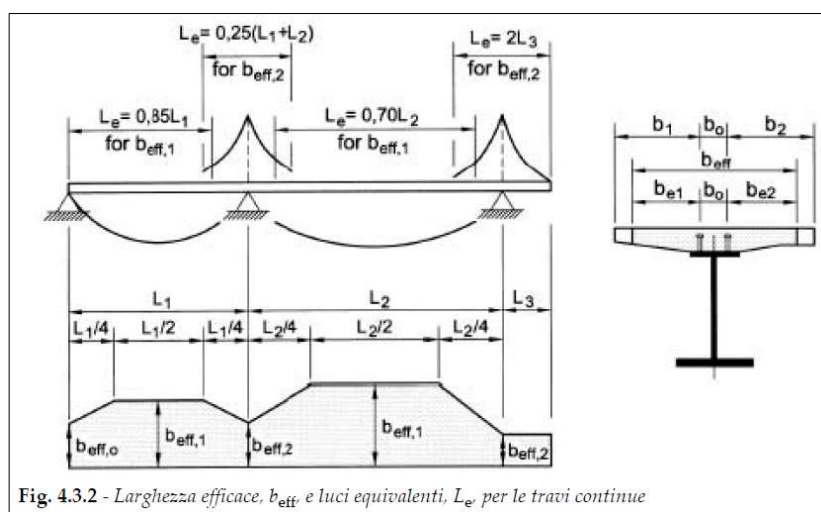


Fig. 4.3.2 - Larghezza efficace,  $b_{eff}$  e luci equivalenti,  $L_e$  per le travi continue

Figura 2-2. Larghezza efficace  $b_{eff}$  e luci equivalenti  $L_e$  per le travi continue (Fig.4.3.2 delle NTC2018)

Per la trave intermedia la larghezza efficace vale:

Intermedia			
i	mm	2200	interasse travi
b0	mm	400	distanza tra gli assi dei connettori
Le	mm	20200	lunghezza campata
Le/8	mm	2525	
b1	mm	1100	semi interasse
b2	mm	1100	semi interasse
be1	mm	900	
be2	mm	900	
$\beta$ 1		1.1	
$\beta$ 2		1.1	
beff	mm	2200	per travi intermedie

Per la trave di estremità lato Nord e Sud la larghezza efficace vale:

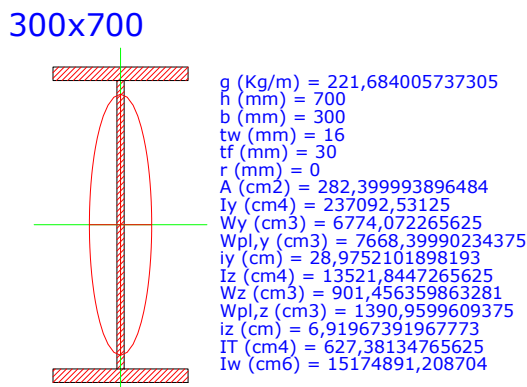
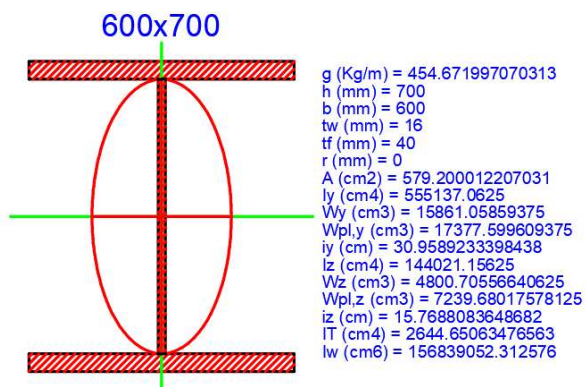
Nord e Sud			
i	mm	2200	interasse travi
b0	mm	400	distanza tra gli assi dei connettori
Le	mm	15500	lunghezza campata
Le/8	mm	1937.5	
b1	mm	1100	semi interasse
b2	mm	1100	semi interasse
be1	mm	900	
be2	mm	900	
$\beta$ 1		0.98	
$\beta$ 2		0.98	
beff	mm	2165	per travi di bordo

## 2.1.6 Sezioni di verifica

### 2.1.6.1 Proprietà geometriche, elastiche e plastiche

Si riportano di seguito le proprietà geometrico-statiche, elastiche e plastiche delle sezioni in acciaio delle travi principali e dei traversi.

Si tratta, in entrambi i casi, di sezioni simmetriche saldate a completo ripristino.



### 2.1.6.2 Preclassificazione delle sezioni

La classificazione delle sezioni è riportata nel §4.2.3.1 delle NTC2018.

#### Trave principale saldata simmetrica

600x700		Acciaio	S355 (Fe510)	fy (N/mm <sup>2</sup> )	355
$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.814$					
A L A	$\frac{c}{t_f \epsilon} = \frac{292}{40 \times 0.81} = 8.97$				
	FLESSIONE $M_z$		COMPRESSIONE		
	$0 < \frac{c}{t_f \epsilon} \leq 9$	Classe 1	$0 < \frac{c}{t_w \epsilon} \leq 9$	Classe 1	
A N I M A	$\frac{d}{t_w \epsilon} = \frac{620.0}{16 \times 0.81} = 47.63$				
	FLESSIONE $M_y$		COMPRESSIONE		
	$0 < \frac{d}{t_w \epsilon} \leq 72$	Classe 1	$42 < \frac{d}{t_w \epsilon} \leq \infty$	Classe 4	

#### Trave trasversale saldata simmetrica

300x700		Acciaio	S355 (Fe510)	fy (N/mm <sup>2</sup> )	355
$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.814$					
A L A	$\frac{c}{t_f \epsilon} = \frac{142}{30 \times 0.81} = 5.82$				
	FLESSIONE $M_z$		COMPRESSIONE		
	$0 < \frac{c}{t_f \epsilon} \leq 9$	Classe 1	$0 < \frac{c}{t_w \epsilon} \leq 9$	Classe 1	
A N I M A	$\frac{d}{t_w \epsilon} = \frac{640.0}{16 \times 0.81} = 49.16$				
	FLESSIONE $M_y$		COMPRESSIONE		
	$0 < \frac{d}{t_w \epsilon} \leq 72$	Classe 1	$42 < \frac{d}{t_w \epsilon} \leq \infty$	Classe 4	

## 2.1.7 Metodologia di verifica

La verifica della sezione composta acciaio-calcestruzzo è stata effettuata mediante il metodo elastico, successivamente descritto.

## 2.1.8 Metodologia di verifica

La verifica della sezione composta acciaio-calcestruzzo è stata effettuata mediante il metodo elastico, successivamente descritto.

### 2.1.8.1 Metodo elastico

Il calcolo delle tensioni in una struttura a sezione composta di acciaio e calcestruzzo, in campo elastico, si svolge sulla base delle ipotesi fondamentali della teoria elastica del cemento armato.

Dalla ipotesi di conservazione delle sezioni piane deriva la possibilità di ridurre la sezione composta a un'altra ideale, costituita tutta di acciaio, nella quale la parte di sezione in calcestruzzo viene omogeneizzata a quella in acciaio tramite un coefficiente  $n$  di omogeneizzazione mentre le tensioni relative al conglomerato dovranno dedursi da quelle ottenute per la sezione ridotta ad acciaio, ossia:

$$\sigma_c = \frac{\sigma_s}{n} \quad n = \frac{E_s}{E_c}$$

La definizione del coefficiente di omogeneizzazione deve tener conto della durata e storia del carico che produce le tensioni. Infatti, mentre nel calcestruzzo armato si adotta un coefficiente di omogeneizzazione ( $n = 15.6$ ) che tiene forfettariamente conto di una presenza di carichi permanenti e variabili di simile entità, nelle travi composte si tiene generalmente distinto l'effetto dei carichi permanenti da quello dei carichi variabili, potendo essere assai diverso il loro rapporto nei diversi casi.

Di conseguenza, per carichi variabili non capaci di produrre effetti viscosi, il coefficiente di omogeneizzazione  $n_0$  assume il valore base:

$$n_0 = \frac{E_s}{E_c}$$

Per la valutazione degli effetti tensionali dei carichi permanenti sulla trave composta (carichi applicati alla trave dopo che la parte in calcestruzzo ha raggiunto la piena collaborazione con la trave metallica), occorre tener conto della viscosità.

A tale scopo, si usano in genere i cosiddetti metodi algebrizzati per evitare la soluzione di complesse equazioni integro-differenziali derivanti dall'essere le deformazioni totali (elastiche più viscosi) funzioni delle tensioni applicate.

Tra i metodi algebrizzati, il più frequentemente adottato è il metodo EM (Effective Modulus) ovvero del modulo efficace.

Secondo tale metodo le deformazioni nel calcestruzzo sono valutate con un modulo elastico ridotto  $E_t = E_c / (1 + \phi)$  che è coerente con la teoria classica della viscosità nell'ipotesi di tensione costante nel calcestruzzo ma sovrastima leggermente gli effetti viscosi nel caso in cui, come succede in genere nelle travi composte, le tensioni si riducono nel tempo.

Con tale assunzione, il coefficiente di omogeneizzazione si definisce:

$$n = \frac{E_s}{E_c} (1 + \phi(t, t_0))$$

Dopo aver omogeneizzato la sezione composta, è possibile calcolare l'asse neutro e di conseguenza anche le tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio.

### 2.1.8.2 Procedura di verifica

I criteri per la verifica della resistenza delle sezioni sono contenuti ai capp.4.2 e 4.3 delle NTC2018 e relativa Circolare Esplicativa.

Le verifiche presentate nei paragrafi seguenti fanno riferimento a:

- Stati Limite Ultimi (compreso lo stato limite di fatica)
- Stati Limite di Esercizio (limitazione di tensioni e deformazioni, fessurazione).

## 2.2 ANALISI GLOBALE IMPALCATO ESISTENTE

### 2.2.1 Modellazione strutturale

Per l'analisi strutturale si considera un modello agli elementi finiti costituito da un graticcio di travi formato da elementi beam lineari a due nodi e da una soletta modellata con elementi shell.

I vincoli sono stati modellati come cerniera ad una estremità e carrello all'altra estremità.

### 2.2.2 Fasi di analisi

La struttura esistente è stata analizzata in un'unica fase, coincidente con lo stato di fatto, in quanto l'opera ha esaurito tutti i fenomeni reologici dipendenti dal tempo.

### 2.2.3 Coefficienti di omogeneizzazione

Si valuta il coefficiente di omogeneizzazione come:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{210000MPa}{34077MPa} = 6.16$$

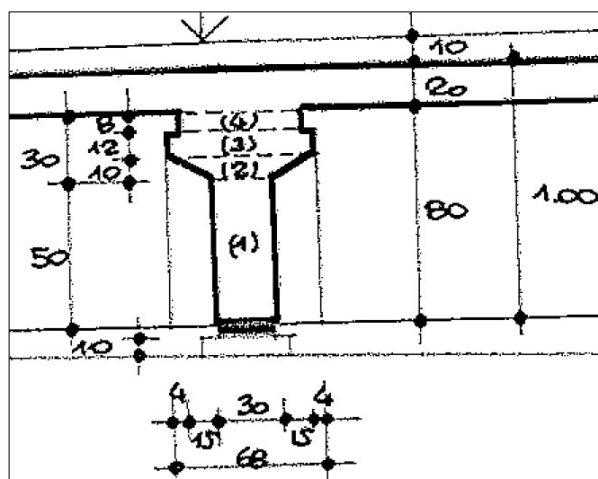
### 2.2.4 Larghezza di soletta collaborante

In accordo con il cap. 4.3.2.3 delle NTC2018 è stata valutata la larghezza efficace della trave a sezione composta.

i	mm	2100	interasse travi
b0	mm	400	distanza tra gli assi dei connettori
Le	mm	23000	lunghezza campata
Le/8	mm	2670	
b1	mm	1050	semi interasse
b2	mm	1050	semi interasse
be1	mm	850	
be2	mm	850	
beff	mm	2100	
i	mm	2100	
b0	mm	400	per travi intermedie

### 2.2.5 Sezioni di verifica

Le travi in c.a. dell'impalcato originario hanno la seguente sezione:



Le sezioni dell travi di primo ampliamento sono sezioni saldate simmetriche a completo ripristino.

### 2.2.5.1 Procedura di verifica

I criteri per la verifica della resistenza delle sezioni sono contenuti ai capp.4.2 e 4.3 delle NTC2018 e relativa Circolare Esplicativa.

Le verifiche presentate nei paragrafi seguenti fanno riferimento unicamente agli Stati Limite Ultimi.

## 2.3 ANALISI GLOBALE DELLE SOTTOSTRUTTURE

### 2.3.1 Descrizione generale

Le spalle appartenenti alla porzione di impalcato in ampliamento sono considerate come corpi separati e verificate di conseguenza. L'analisi è condotta con l'ausilio di modelli di calcolo ad elementi finiti ovvero fogli elettronici che tengano conto delle azioni derivanti dall'impalcato e agenti direttamente sul paramento e sulla fondazione. L'analisi è di tipo “bidimensionale”: non si considerano, infatti, gli effetti prodotti dalle azioni agenti in direzione trasversale rispetto all'asse longitudinale dell'impalcato.

Qualora in presenza di un sottovia su più campate, le pile saranno modellate unitamente all'impalcato. L'interazione terreno-struttura sarà modellata mediante un vincolo di incastro perfetto in corrispondenza dell'intradosso della fondazione.

Le analisi determinano le massime sollecitazioni per la verifica del paramento o della pila. Determinano, altresì, le sollecitazioni risultanti nel baricentro dei plinti di fondazione con le quali condurre le verifiche strutturali e geotecniche degli elementi fondazionali (i risultati sono riassunti in un elaborato specifico).

L'analisi e la verifica strutturale dei plinti di fondazione è condotta attraverso l'utilizzo di modelli di calcolo ad elementi finiti e/o fogli elettronici.

L'analisi e la verifica strutturale dei muri d'ala e dei paraghiaia è condotta mediante modelli di calcolo locali.

Qualora le spalle di uno stesso ampliamento o dei due ampliamenti, se presenti, posseggano caratteristiche geometriche (estensione, altezza e spessore del paramento; estensione, larghezza e spessore della fondazione) e strutturali (tipologia strutturale del paramento e degli elementi fondazionali) simili, l'analisi verrà condotta su un'unica spalla, quella con le sopra citate “condizioni al contorno” più sfavorevoli. In favore di sicurezza, tale spalla verrà considerata come “fissa”, ovvero atta a portare le sollecitazioni orizzontali derivanti dall'impalcato. La scelta di procedere con l'analisi di un'unica spalla è giustificata da tabelle di confronto e convalidata, se fosse necessario, da calcoli semplificati riportati in allegato. Lo stesso criterio verrà adottato per le pile appartenenti a due differenti allargamenti della stessa opera.

L'impalcato possiede la schema statico di una trave a singola campata in semplice appoggio, anche nel caso di impalcato su due o più campate. Le analisi strutturali delle spalle sono condotte separatamente dall'analisi della sovrastruttura, determinando le azioni dell'impalcato mediante schemi semplificati. All'interno del



documento si riporta un confronto tra le reazioni vincolari prodotte dai suddetti schemi semplificati ed estrapolate dai modelli di calcolo.

### 2.3.2 Sezioni di verifica

Si considerano le seguenti sezioni di verifica:

- sezione di spiccato del paramento, coincidente convenzionalmente con l'estradosso della fondazione;
- sezione di spiccato del paraghiaia;
- sezioni di incastro del muro d'ala;
- sezioni di incastro delle mensole di fondazione.

### 2.3.3 Analisi delle condizioni statiche

L'analisi in condizioni statiche delle spalle e delle pile è condotta con riferimento ai contributi di carico valutati in accordo a quanto specificato nella norma UNI EN 1990 e nel cap.3 delle NTC2018.

Per la scelta dei coefficienti da adottare in fase di combinazione dei carichi, si fa riferimento a quanto esposto nei capp.2 e 5 delle NTC2018, in funzione della tipologia di carico e del tipo di combinazione di volta in volta in esame.

In particolare, sono prese in esame le seguenti combinazioni:

- 1) Stato Limite Ultimo
  - 2) Stato Limite di Esercizio
- Combinazione Caratteristica o Rara
  - Combinazione Frequente
  - Combinazione Quasi Permanente

In tutti i casi, ai fini delle verifiche, sono elaborati gli involucri delle sollecitazioni volti a massimizzare/minimizzare le caratteristiche di sollecitazione di interesse, complete dei rispettivi valori concomitanti.

La spinta del terreno a tergo delle spalle è valutata in condizioni a riposo, qualora la struttura sia su fondazione profonda. Si considera, invece, la spinta attiva nel caso di spalla su fondazione diretta.

### 2.3.4 Analisi delle condizioni sismiche

Per lo studio del comportamento della pila in fase sismica, si procede ad effettuare un'analisi dinamica lineare (analisi modale).

L'input sismico è definito in base a quanto richiesto dalla vigente normativa italiana, così come di seguito riportato.

La definizione dello spettro è dettata dalla scelta di alcuni parametri che descrivono la tipologia dell'opera in esame (vita nominale  $V_N$  legata al tipo di costruzione e classe d'uso  $C_U$ ) e di altri che individuano la probabilità di superamento  $P_{VR}$  di un determinato livello di intensità sismica in un assegnato periodo di tempo  $V_R$ , vita di riferimento. L'intensità sismica viene specificata in termini di periodo medio di ritorno  $T_R$ , definito a sua volta in funzione di  $P_{VR}$  e  $V_R$ .

In fase di verifica, si è fatto riferimento allo Stato Limite Ultimo di Salvaguardia della Vita (SLV).

L'azione sismica viene definita a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito della costruzione, specificata in termini di spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale. I parametri locali di sito necessari per la costruzione delle forme spettrali risultano i seguenti:

- $a_g$  = accelerazione orizzontale massima al suolo;
- $F_0$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_C^*$  = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

L'amplificazione del moto sismico dipende, invece, dalla natura del terreno su cui poggia l'opera in esame.

Noti tutti i parametri sopra riportati, è possibile definire l'azione sismica in termini di spettro di risposta elastico in accelerazione.

Per il dimensionamento/verifica sia dell'elevazione che della fondazione delle pile, si è optato per rimanere in campo elastico tramite l'assunzione di un coefficiente di struttura unitario ( $q = 1.0$ ).

L'analisi strutturale della spalla in condizioni sismiche è eseguita mediante un metodo pseudostatico, secondo quanto riportato al cap.7.11.6.2.1 delle NTC2018.

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 orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le seguenti espressioni:

$$k_h = \beta_m \times a_{max} / g$$

$$k_v = \pm 0.5 \times k_h$$

dove  $a_{max}$  è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito, valutata con la relazione:

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

con  $S$  coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_s$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_T$ ).

Per muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito  $\beta_m$  può assumere valore unitario.

Per le opere di sostegno su fondazione diretta, invece, si può assumere un coefficiente  $\beta_m$  minore di 1.00 e pari a (cap.7.11.6.2.1 delle NTC2018):

$\beta_m = 0.38$  nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV);

$\beta_m = 0.47$  nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD).

Lo stato limite di ribaltamento deve essere trattato impiegando coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici e utilizzando valori di  $\beta_m$  incrementati del 50% rispetto a quelli innanzi indicati.

La componente dinamica delle spinta del terreno a tergo della spalla è valutata in condizioni attive secondo la formulazione di Mononobe-Okabe.

### 2.3.5 Metodologia di verifica

Le verifiche sono effettuate nell'ambito del metodo semiprobabilistico agli stati limite, secondo quanto specificato nelle normative prese a riferimento.

In particolare, vengono effettuate le seguenti verifiche:

- verifica a pressoflessione e taglio dell'elevazione per le pile;
- verifica a pressoflessione e taglio del plinto di fondazione;
- verifica a pressoflessione e taglio del paramento e del plinto di fondazione delle spalle.

Le spalle a gravità saranno verificate secondo quanto previsto in EN 1992-1-1 § 12.6.1 e 12.6.3.

## 2.4 ANALISI GLOBALE DELLE STRUTTURE ESISTENTI

Nei capitoli successivi si riportano le analisi e le verifiche delle strutture in elevazione che riguardano l'ampliamento del sottovia oggetto della presente relazione di calcolo.

Sono altresì riportate le analisi e le verifiche strutturali della porzione di struttura in elevazione originaria del sottovia e di quella che ha realizzato il primo ampliamento (qualora presente).

Le caratteristiche meccaniche dei materiali ed il fattore di confidenza, dati di input per l'analisi della porzione esistente, sono definite al capitolo precedente della relazione di calcolo.

Per quanto riguarda la sovrastuttura, l'analisi è condotta in riferimento agli stati limite ultimi. Si valuta se la capacità resistente delle sezioni dei principali elementi strutturali (travi longitudinali, trasversi e soletta in cemento armato) è sufficiente nei confronti delle sollecitazioni derivanti dai carichi di normativa.

Per quanto riguarda le sottostrutture, l'analisi è condotta in riferimento agli stati limite ultimi ed a quanto effettuato per le strutture di nuova realizzazione.

- Spalle. L'analisi è di tipo “bidimensionale” e riguarda ciascuna delle sezioni trasversali “tipiche” della spalla: struttura originaria e struttura del primo ampliamento (qualora presente). Si valuta se la capacità resistente delle sezioni dei principali elementi strutturali (paramento e plinto di fondazione) è sufficiente nei confronti delle sollecitazioni derivanti dai carichi di normativa.
- Pile. Qualora in presenza di un sottovia su più campate, le pile sono modellate unitamente all'impalcato. La modellazione comprende sia la parte esistente che di nuova realizzazione. L'interazione terreno-struttura è modellata mediante un vincolo di incastro perfetto in corrispondenza dell'intradosso della fondazione delle pile. Si valuta se la capacità resistente delle sezioni dei principali elementi strutturali (pulvino, elevazione e plinto di fondazione) è sufficiente nei confronti delle sollecitazioni derivanti dai carichi di normativa.

Le verifiche strutturali e geotecniche sulle opere fondazionali indirette e le verifiche geotecniche sulle opere fondazionali dirette sono contenute in uno specifico elaborato di calcolo.

Qualora le verifiche non risultano soddisfatte, è presentato il progetto strutturale o geotecnico dell'intervento da eseguire.

## 2.5 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni (cap.2.5.3 delle NTC2018).

- 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:

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

- 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:

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

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

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

## 2.6 COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA E COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE

I coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_G$  e  $\gamma_Q$  sono dati nelle tabelle 2.6.I e 5.1.V delle NTC2018.

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		$\gamma_F$			
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Figura 2-3. Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU (Tab.2.6.I delle NTC2018)

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

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti $g_1$ e $g_3$	favorevoli	$\gamma_{G1}$ e $\gamma_{G3}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup> $g_2$	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

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

<sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali

Figura 2-4. Coefficienti parziali di sicurezza per le combinaizoni di carico agli SLU (Tab.5.1.V delle NTC2018)

I valori dei coefficienti di combinazione  $\psi_0$ ,  $\psi_1$  e  $\psi_2$  sono riportati nelle tabelle 2.5.I e 5.1.VI delle NTC2018.

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Figura 2-5. Valori dei coefficienti di combinazione (Tab.2.5.I delle NTC2018)

Tab. 5.1.VI - Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente $\Psi_0$ di combi- nazione	Coefficiente $\Psi_1$ (valori frequent)	Coefficiente $\Psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Figura 2-6. Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali (Tab.5.1.VI delle NTC2018)



### 3 ANALISI DEI CARICHI

#### 3.1 PREMESSA

Di seguito si riportano in dettaglio i vari contributi di carico considerati nell'analisi strutturale.

Per quanto riguarda i carichi agenti direttamente sull'impalcato, si specifica puntualmente il valore in riferimento alla fase di analisi trattata e della porzione di impalcato interessata (impalcato originario, porzione di impalcato relativa al primo allargamento, porzione di impalcato di nuova realizzazione).

#### 3.2 CARICHI AGENTI SULL'IMPALCATO

##### 3.2.1 Carichi agenti sull'impalcato in fase 1

###### 3.2.1.1 *Peso proprio delle travi di impalcato*

Il peso degli elementi strutturali è conteggiato in riferimento al loro peso specifico (vedi capitolo relativo alle “Caratteristiche dei materiali”). Il software di calcolo effettua in automatico il calcolo dei pesi propri degli elementi strutturali, in funzione dei pesi specifici dei diversi materiali e dei volumi.

La seguente tabella riporta il peso al metro lineare per i principali elementi strutturali: travi longitudinali e traversi.

###### Impalcato di nuova realizzazione

Trave di secondo ampliamento	acciaio	kN/m	4.54
Traversi di secondo ampliamento	acciaio	kN/m	1.369

###### Impalcato esistente 2004

Trave esistente	c.a.p.	kN/m	8.33
Traversi esistenti	c.a.	kN/m	6.00

###### Impalcato esistente 1960

Trave di primo ampliamento	acciaio	kN/m	4.54
----------------------------	---------	------	------

###### 3.2.1.2 *Peso proprio della soletta in c.a.*

Il peso proprio della soletta in c.a. è funzione del peso specifico del calcestruzzo, pari a  $25\text{kN/m}^3$ , e dello spessore della soletta. Il software di calcolo effettua in automatico il calcolo dei pesi propri degli elementi strutturali, in funzione dei pesi specifici dei diversi materiali e dei volumi.

La seguente tabella riporta il peso su unità di superficie della soletta in c.a.

###### Impalcato di nuova realizzazione

Soletta	c.a.	kN/mq	6.25
---------	------	-------	------

###### Impalcato esistente 2004

Soletta	c.a.	kN/mq	6.25
---------	------	-------	------

###### Impalcato esistente 1960

Soletta	c.a.	kN/mq	5.00
---------	------	-------	------



### 3.2.2 Carichi agenti sull'impalcato in fase 2

#### 3.2.2.1 Sovraccarichi permanenti

I sovraccarichi permanenti comprendono il peso proprio della pavimentazione stradale ( $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$ ) e il peso proprio dei cordoli in c.a. porta sicurvia. I carichi permanenti derivanti dall'installazione della barriera FOA sono trattati in un capitolo specifico.

New Jersey lato interno	c.a.	kN/m	6.20
Barriera metallico lato nord	acciaio	kN/m	1.50
Cordolo sotto barriera lato nord	c.a.	kN/m	3.15

#### 3.2.2.2 Cedimenti vincolari

Nel modello è stato considerato un cedimento convenzionale dato dalla seguente formula:

$$\text{i-esima Pila: } \delta_{pila} = \frac{l_{i-1} + l_i}{10000} \text{ [cm]}$$

$$\text{i-esima Spalla: } \delta_{spalla} = \frac{l_i}{10000} \text{ [cm]}$$

essendo  $l_i$  la lunghezza della campata iesima.

$$\text{Nel caso in esame il cedimento della spalla vale: } \delta_{spalla} = \frac{l_i}{10000} = \frac{1060}{10000} = 0.11 \text{ cm}$$

### 3.2.2.3 Reologia calcestruzzo

Il calcolo delle effetti conseguenti alla viscosità viene effettuato in accordo ai criteri presentati nell'Appendice 1 della norma UNI EN 1992-1-1.

Il calcolo degli effetti conseguenti al ritiro viene effettuato in accordo ai criteri contenuti in NTC2018 al capitolo 11.2.10.6 RITIRO e 11.2.10.7 VISCOSITÀ.

Si riportano di seguito le tabelle dei fogli excel utilizzati per il calcolo dei fenomeni reologici.

Ritiro [DM 2018]			
Es	Mpa	210000	Modulo elastico acciaio
fck	Mpa	35	Resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo
fcm	Mpa	43	Resistenza media a compressione del calcestruzzo
Ecm	Mpa	34077,15	Modulo elastico istantaneo del calcestruzzo
u	mm	2525	perimetro della sezione di calcestruzzo esposto all'aria
hs	mm	250	altezza soletta
Ac	mmq	631250	area sezione di calcestruzzo
h0	mm	500	dimensione fittizia
kh		0,7	
εc0	‰	-0,255	deformazione da ritiro per essiccamento in ‰
εcd,∞	‰	-0,179	valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento
ts	giorni	28	età del calcestruzzo a partire dalla quale si considera l'effetto del ritiro da essiccamento
t	giorni	18250	vita nominale (50 anni) espressi in giorni
βds(t-ts)		0,98	
εcd	‰	-0,17	deformazione per ritiro da essiccamento
εca,∞	‰	-0,0000625	valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno
εca	‰	-0,0000625	deformazione per ritiro autogeno
εcs	‰	-0,17	deformazione totale per ritiro
n		15,6	coefficiente di omogenizzazione
e	mm	264,4	
Ned	kN	-1480,0	Sollecitazioni equivalente agenti sulla trave d'acciaio
Med	kNm	-391,3	

Il ritiro genera nella sezione composta uno stato di pressoflessione in cui lo sforzo normale è pari a

$$N_{ed} = \frac{\varepsilon_{cs} \cdot A_c \cdot E_s}{n}$$

e il momento flettente

$$M_{ed} = N_{ed} \cdot e$$

essendo e l'eccentricità dello sforzo normale rispetto al baricentro della sezione.

Il ritiro è stato considerato solo nella parte di impalcato di nuova realizzazione, in quanto si ritiene esaurito nella parte di impalcato esistente.

Viscosità [EUROCODICE 2 APPENDICE 1]			
RH	%	80	umidità ambientale relativa
RH0	%	100	

u	mm	2070	perimetro della sezione di calcestruzzo esposto all'aria
Ac	mmq	517500	area sezione di calcestruzzo
h0	mm	500	dimensione fittizia
fcm	Mpa	43	Resistenza media a compressione del calcestruzzo
t	giorni	18250	vita nominale (50 anni) espressi in giorni
t0,T	giorni	28	età del calcestruzzo alla messa in carico, in gironi, corretta in funzione della temperatura
$\alpha$		1	con $\alpha=1$ $t=t_0,T$
t0		28	età del calcestruzzo in giorni al momento del carico
$\beta(t_0)$		0,49	fattore che tiene conto dell'effetto dell'età del calcestruzzo al momento del carico sul coefficiente nominale di viscosità
$\beta(f_{cm})$		2,56	fattore che tiene conto dell'effetto della resistenza del calcestruzzo sul coefficiente nominale di viscosità
$\phi_{RH}$		1,25	fattore che tiene conto dell'effetto dell'umidità relativa sul coefficiente nominale di viscosità
$\phi_0$		1,57	coefficiente nominale di viscosità
$\beta_H$		1359,70	coefficiente funzione dell'umidità relativa RH e della dimensione fittizia dell'elemento h0
		1500	
		1359,70	valore da considerare
$\beta_c(t-t_0)$		0,98	coefficiente atto a descrivere l'evoluzione della viscosità nel tempo dopo il carico
$\phi(t-t_0)$		1,53	coefficiente di viscosità
E28		35781,00	Modulo elastico istantaneo del calcestruzzo
E(t)		14124,46	Modulo elastico ridotto

### 3.2.3 Carichi agenti sull'impalcato in fase 3

#### 3.2.3.1 Variazioni termiche

Si fa riferimento ai criteri contenuti in EN 1991-1-5 / NTC2018 – cap.3.5, sia per quanto riguarda il calcolo del range di temperatura, sia per quanto riguarda l'approccio di calcolo. In particolare, la norma EN1991-1-5 specifica nella sezione 6 come valutare le variazioni di temperatura nei ponti.

- **Variazioni termiche uniformi ( $\Delta t_N$ )**

Come specificato al capitolo 3.5.2 delle NTC2018, la temperatura dell'aria esterna assume i seguenti valori:

$$T_{\max} = 42^\circ - 6 \frac{a_s}{1000} \cong 42^\circ$$

$$T_{\min} = -15^\circ - 4 \frac{a_s}{1000} \cong -15^\circ$$

avendo considerato  $a_s = 60$  m.

Fissando  $T_0$  a  $15.0^\circ\text{C}$ , dedotto dall'Annesso nazionale dell'Eurocodice, si ottiene l'escursione termica effettiva subita dall'impalcato:

$$\Delta T_{N,con} = T_{\min} - T_0 = -30^\circ$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{\max} - T_0 = 27^\circ$$

In definitiva si porrà cautelativamente un  $\Delta T = \pm 30^\circ$ .

- **Variazioni termiche lineari ( $\Delta t_M$ ) – impalcato di nuova realizzazione**

Con riferimento a EN 1991-1-5 cap. 6.1.4, la componente lineare della temperatura è stata valutata con l'approccio 1 facendo riferimento alla tabella 6.1 (di seguito riportata).

Type of Deck	Top warmer than bottom	Bottom warmer than top
	$\Delta T_{M,heat} (^{\circ}C)$	$\Delta T_{M,cool} (^{\circ}C)$
Type 1: Steel deck	18	13
Type 2: Composite deck	15	18
Type 3: Concrete deck: - concrete box girder - concrete beam - concrete slab	10 15 15	5 8 8

Per ponti di gruppo 2 (tipologia impalcato a struttura composta), si hanno i seguenti valori riferiti alla struttura:

$$\Delta T_{M,heat} = 15^{\circ}$$

$$\Delta T_{M,cool} = 18^{\circ}$$

L'effetto della variazione termica lineare nella sezione mista acciaio-clc, si traduce in una tenso-flessione (o presso-flessione) per l'intera sezione mista in fase 3.

#### TRAVE INTERMEDIA

			$\Delta T$ positivo	$\Delta T$ negativo
gradiente termico	$\Delta T$	$^{\circ}C$	15	-18
coefficiente di omogeneizzazione	n		6,2	6,2
modulo elastico calcestruzzo	$E_c$	Mpa	34077	34077
coefficiente di dilatazione termica	$\alpha$	$1/^{\circ}C$	0,000012	0,000012
deformazione finale del calcestruzzo	$\epsilon_{c,\infty} = \alpha \Delta T$		0,00018	-0,000216
tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{c,\infty} = \epsilon_{c,\infty} E_c$	MPa	6,13	-7,36
larghezza efficace soletta	b <sub>eff</sub>	mm	2000	2000
altezza soletta	h <sub>c</sub>	mm	250	250
area di soletta reagente	$A_c = h_c b_{eff}$	mmq	500000	500000
forza nella soletta	$N_{\Delta T} = \sigma_{c,\infty} A_c$	kN	3066,9	-3680,3
eccentricità baricentro soletta-trave	e	mm	191,8	191,8
momento flettente di trasporto	$M_{\Delta T} = N_{\Delta T} e$	kNm	588,2	-705,9

#### TRAVE DI ESTREMITA'

			$\Delta T$ positivo	$\Delta T$ negativo
gradiente termico	$\Delta T$	$^{\circ}C$	15	-18
coefficiente di omogeneizzazione	n		6,2	6,2
modulo elastico calcestruzzo	$E_c$	Mpa	34077	34077

coefficiente di dilatazione termica	$\alpha$	1/°C	0,000012	0,000012
deformazione finale del calcestruzzo	$\varepsilon_{c,\infty} = \alpha \Delta T$		0,00018	-0,000216
tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{c,\infty} = \varepsilon_{c,\infty} E_c$	MPa	6,13	-7,36
larghezza efficace soletta	$b_{eff}$	mm	2525	2525
altezza soletta	$h_c$	mm	250	250
area di soletta reagente	$A_c = h_c b_{eff}$	mmq	631250	631250
forza nella soletta	$N_{\Delta T} = \sigma_{c,\infty} A_c$	kN	3872,0	-4646,4
eccentricità baricentro soletta-trave	$e$	mm	165,5	165,5
momento flettente di trasporto	$M_{\Delta T} = N_{\Delta T} e$	kNm	640,8	-769,0

• **Variazioni termiche lineari ( $\Delta T_M$ ) – impalcato esistente**

Con riferimento a EN 1991-1-5 cap. 6.1.4, la componente lineare della temperatura è stata valutata con l'approccio 1 facendo riferimento alla tabella 6.1 (di seguito riportata).

Type of Deck	Top warmer than bottom	Bottom warmer than top
	$\Delta T_{M,heat} (^\circ C)$	$\Delta T_{M,cool} (^\circ C)$
Type 1: Steel deck	18	13
Type 2: Composite deck	15	18
Type 3: Concrete deck: - concrete box girder - concrete beam - concrete slab	10 15 15	5 8 8

**TRAVE AMPLIAMENTO 2004**

Per ponti di gruppo 2 (tipologia impalcato a struttura composta), si hanno i seguenti valori riferiti alla struttura:

$$\Delta T_{M,heat} = 15^\circ$$

$$\Delta T_{M,cool} = 18^\circ$$

L'effetto della variazione termica lineare nella sezione mista acciaio-clc, si traduce in una tenso-flessione (o presso-flessione) per l'intera sezione mista in fase 3.

			$\Delta T$ positivo	$\Delta T$ negativo
gradiente termico	$\Delta T$	°C	15	-18
coefficiente di omogeneizzazione	$n$		6,2	6,2

modulo elastico calcestruzzo	$E_c$	Mpa	34077	34077
coefficiente di dilatazione termica	$\alpha$	1/°C	0,000012	0,000012
deformazione finale del calcestruzzo	$\epsilon_{c,\infty} = \alpha \Delta T$		0,00018	-0,000216
tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{c,\infty} = \epsilon_{c,\infty} E_c$	MPa	6,13	-7,36
larghezza efficace soletta	$b_{eff}$	mm	1600	1600
altezza soletta	$h_c$	mm	250	250
area di soletta reagente	$A_c = h_c b_{eff}$	mmq	400000	400000
forza nella soletta	$N_{\Delta T} = \sigma_{c,\infty} A_c$	kN	2453,5	-2944,3
eccentricità baricentro soletta-trave	$e$	mm	218	218
momento flettente di trasporto	$M_{\Delta T} = N_{\Delta T} e$	kNm	534,9	-641,8

### TRAVE IN C.A.P. ESISTENTE

Per ponti di gruppo 3, si hanno i seguenti valori riferiti alla struttura.

$$\Delta T_{M,heat} = 15^\circ$$

$$\Delta T_{M,cool} = 8^\circ$$

L'effetto della variazione temica lineare nella sezione in c.a. si traduce in una tenso-flessione (o presso-flessione) per l'intera sezione.

			$\Delta T$ positivo	$\Delta T$ negativo
gradiente termico	$\Delta T$	°C	15	-8
modulo elastico calcestruzzo	$E_c$	Mpa	33346	33346
coefficiente di dilatazione termica	$\alpha$	1/°C	0,000012	0,000012
deformazione finale del calcestruzzo	$\epsilon_{c,\infty} = \alpha \Delta T$		0,00018	-0,000096
tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{c,\infty} = \epsilon_{c,\infty} E_c$	MPa	6,00	-3,20
larghezza efficace soletta	$b_{eff}$	mm	2600	2600
altezza soletta	$h_c$	mm	200	200
area di soletta reagente	$A_c = h_c b_{eff}$	mmq	520000	520000
forza nella soletta	$N_{\Delta T} = \sigma_{c,\infty} A_c$	kN	3121,2	-1664,6
eccentricità baricentro soletta-trave	$e$	mm	200	200
momento flettente di trasporto	$M_{\Delta T} = N_{\Delta T} e$	kNm	624,2	-332,9

### 3.2.3.2 Azione del vento

L'azione del vento viene valutata in accordo al cap.3.3 delle NTC2018.

Nel presente capitolo si analizza l'azione del vento agente direttamente sull'impalcato. L'azione del vento agente sulla barriera FOA, se presente, è trattata in un capitolo specifico.

Si considera, per semplicità, il vento agente perpendicolarmente all'asse tracciato, nella direzione più sfavorevole. L'azione trasversale del vento agente sulla superficie di prospetto dell'impalcato è valutata sia nella condizione di ponte scarico sia nella condizione di ponte carico, come esposto nel seguito.

Si riportano di seguito i dati che sono stati utilizzati per la valutazione della pressione media del vento agente sull'impalcato.

- Regione: Emilia Romagna
- Provincia: Bologna
- $v_0$ : 25,00 m/s
- $a_0$ : 750,00 m



- $k_s$ : 0,45
- $a_s$ : 54 m
- $c_a$ : 1,0
- Tempo di ritorno  $T_R$ : 50 anni
- $c_r$ : 1,0
- $v_r$ : 25,00 m/s
- $q_r$ : 390,63 N/m<sup>2</sup>
- Zona: 2
- Classe di rugosità: D
- Distanza dalla costa: 80 km
- Categoria di esposizione: II
- $k_r$ : 0,19
- $z_0$ : 0,05 m
- $z_{min}$ : 4,00 m
- Altezza edificio sul p.c.: 15 m
- Coefficiente di topografia  $c_t$ : 1,00
- Coefficiente dinamico  $c_d$ : 1,00
- Coefficiente di esposizione  $c_e$ : 2,47
- Coefficiente di forma  $c_p$ : 1,40

Il coefficiente di forma è stato calcolato come previsto al paragrafo C3.3.8.6.1 della Circolare 2019, considerando la trave ad anima piena e, quindi,  $\phi=1$ . In definitiva la pressione del vento vale:

$$p = 1.350,8 \text{ N/m}^2 \approx 1,50 \text{ kN/m}^2$$

Questo valore di pressione agisce su tutti gli elementi componenti la superficie esposta sopravento.

Poiché, però, la struttura è composta da diverse travi affiancate disposte parallelamente è necessario considerare una pressione agente sulla superficie laterale trave sottovento dovuta alla depressione che si viene a creare.

Per valutare l'entità di tale depressione si fa riferimento a quanto prescritto dalla Circolare 2019 al paragrafo C3.3.8.6.2 “Travi multiple”. In particolare si afferma: “Nel caso di più travi disposte parallelamente a distanza  $d$  non maggiore del doppio dell'altezza  $h$ , il valore della pressione sull'elemento successivo sarà pari a quello sull'elemento precedente moltiplicando per un coefficiente di riduzione dato da:

$$\mu = 1 - 1,12\phi \text{ per } \phi \leq 2/3$$

$$\mu = 0,20 \text{ per } \phi > 2/3$$

Per  $d/h \geq 5$  gli elementi vengono considerati come isolati. Per  $2 < d/h < 5$  si procede all'interpolazione lineare.

La geometria dell'opera prevede:  $h_T=0,80\text{m}$  e  $d = 3,00\text{m}$  (condizione più gravosa)

Il valore del rapporto interasse/altezza trave è pari a  $d/h = 3,75$  per cui il valore interpolato vale  $\mu = 0,67$  che si suppone, a vantaggio di sicurezza, uguale per tutte le travi.

### **Azione del vento su ponte**

Sul bordo dell'impalcato lato Nord è prevista una barriera FOA  $H=6,5+5,5$  tipo 6. Pertanto, sono state valutate le sollecitazioni che produce il vento sull'impalcato.

Condizione di carico	Pressione del vento [Kn/m <sup>2</sup> ]	Altezza trave + impalcato [m]	Risultante trave + impalcato [KN/m]	Risultante FOA [KN/m]	Forza totale [kN/m]	Braccio della forza [m]	Momento torcente [kNm/m]
Ponte scarico	1,5	1,11	1,665	17,67	19,335	5,90	113,99
Ponte carico	1,5	1,11	1,665	17,67	19,335	5,90	113,99

Il braccio della forza orizzontale H è calcolato rispetto al baricentro della sezione omogenea.

L'azione del vento genera sull'impalcato una forza orizzontale (applicata nel modello sulla trave di bordo sopravento al 100% e ridotta del coefficiente  $\mu$  sulle altre travi) e una forza verticale dovuta alla reazione delle travi al momento torcente ribaltante. Quest'ultima viene ripartita utilizzando il metodo di Courbon:

PONTE CARICO					
ntrave	i	xi [m]	xi <sup>2</sup> [m <sup>2</sup> ]	M [kNm]	Fi [kN]
1	2	2	4,00	113,99	28,50
2	2	0	0,00		0,00
3		-2	4,00		-28,50
	4		8,00		

Sul bordo dell'impalcato lato Sud è prevista una barriera FOA H=5 tipo 2. Pertanto, sono state valutate le sollecitazioni che produce il vento sull'impalcato.

Condizione di carico	Pressione del vento [Kn/m <sup>2</sup> ]	Altezza trave + impalcato [m]	Risultante trave + impalcato [KN/m]	Risultante FOA [KN/m]	Forza totale [kN/m]	Braccio della forza [m]	Momento torcente [kNm/m]
Ponte scarico	1,5	1,11	1,665	7,87	9,535	2,40	22,84
Ponte carico	1,5	1,11	1,665	7,87	9,535	2,40	22,84

Il braccio della forza orizzontale H è calcolato rispetto al baricentro della sezione omogenea.

L'azione del vento genera sull'impalcato una forza orizzontale (applicata nel modello sulla trave di bordo sopravento al 100% e ridotta del coefficiente  $\mu$  sulle altre travi) e una forza verticale dovuta alla reazione delle travi al momento torcente ribaltante. Quest'ultima viene ripartita utilizzando il metodo di Courbon:

PONTE CARICO					
ntrave	i	xi [m]	xi <sup>2</sup> [m <sup>2</sup> ]	M [kNm]	Fi [kN]
1	2	3	9,00	22,84	3,43
2	2	1	1,00		1,14

3	2	-1	1,00		-1,14
4	0	-3	9,00		-3,43
	6		20,00		

### 3.2.3.3 Azione variabili da traffico

#### • Carichi mobili

Si seguono le disposizioni contenute in EN 1991-2 capp.4/5 / NTC2018 cap. 5.1.3.3.5.

Per le verifiche globali dell'impalcato, si considera lo Schema di Carico n.1 costituito da carichi concentrati su due assi in tandem ( $Q_{ik}$ ), applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata di lato pari a 0.40m, e da carichi uniformemente distribuiti ( $q_{ik}$ ), come mostrato in figura.

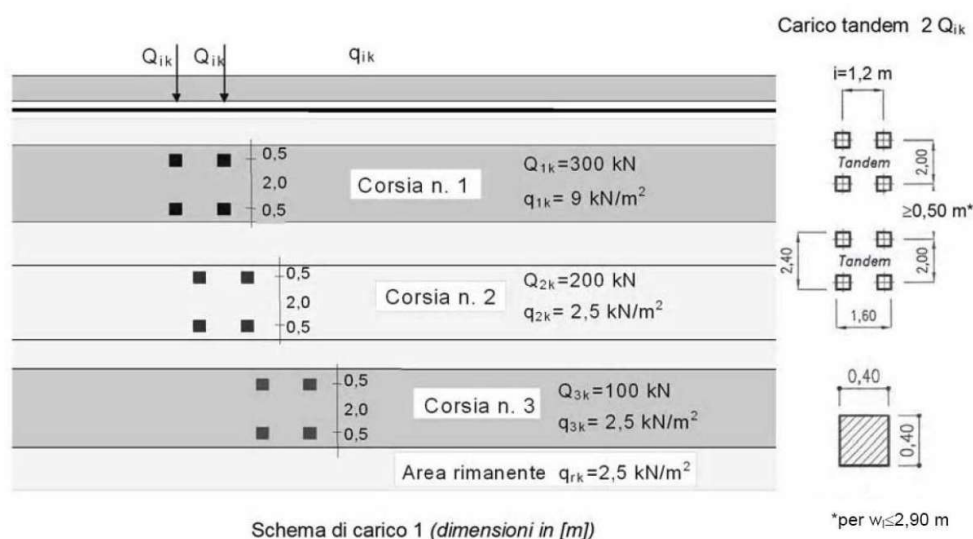


Figura 3-1. Schema di carico 1 (Fig.5.1.2 delle NTC2018)

Le intensità dei carichi  $Q_{ik}$  e  $q_{ik}$  per le diverse corsie vengono riassunti nella seguente tabella.

**Tabella 5.1.II - Intensità dei carichi  $Q_{ik}$  e  $q_{ik}$  per le diverse corsie**

Posizione	Carico asse $Q_{ik}$ [kN]	$q_{ik}$ [kN/m²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Figura 3-2. Intensità dei carichi  $Q_{ik}$  e  $q_{ik}$  per le diverse corsie (Fig.5.1.2 delle NTC2018)

La posizione del carico concentrato, detto anche “TS” (Tandem System), e la segmentazione delle stese distribuite, dette anche “UDL” (Uniformly Distributed Load), è effettuata in automatico dal programma di calcolo ad elementi finiti con una specifica routine che procede all’esame delle superfici di influenza di interesse.

Lo studio delle superfici di influenza viene finalizzato all’ottenimento delle seguenti sollecitazioni:

- massima e minima azione verticale su ciascun sostegno;
- massimo e minimo momento flettente e azione di taglio su tutte le sezioni di inizio e fine concio, sulle sezioni di attacco dei traversi e sulle sezioni di mezzera campata e asse appoggi.

Le seguenti immagini riportano alcune disposizioni trasversali di carico adottate nel modello di calcolo.

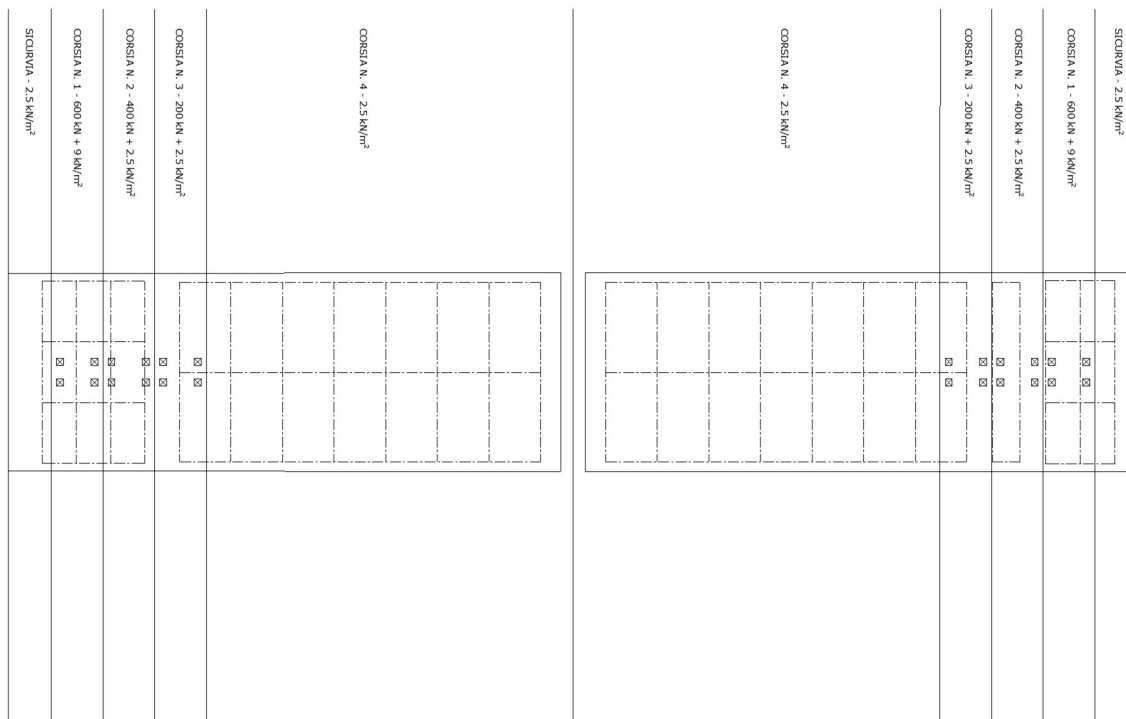


Figura 3-3. Disposizione carico tandem per massimo momento impalcato di progetto

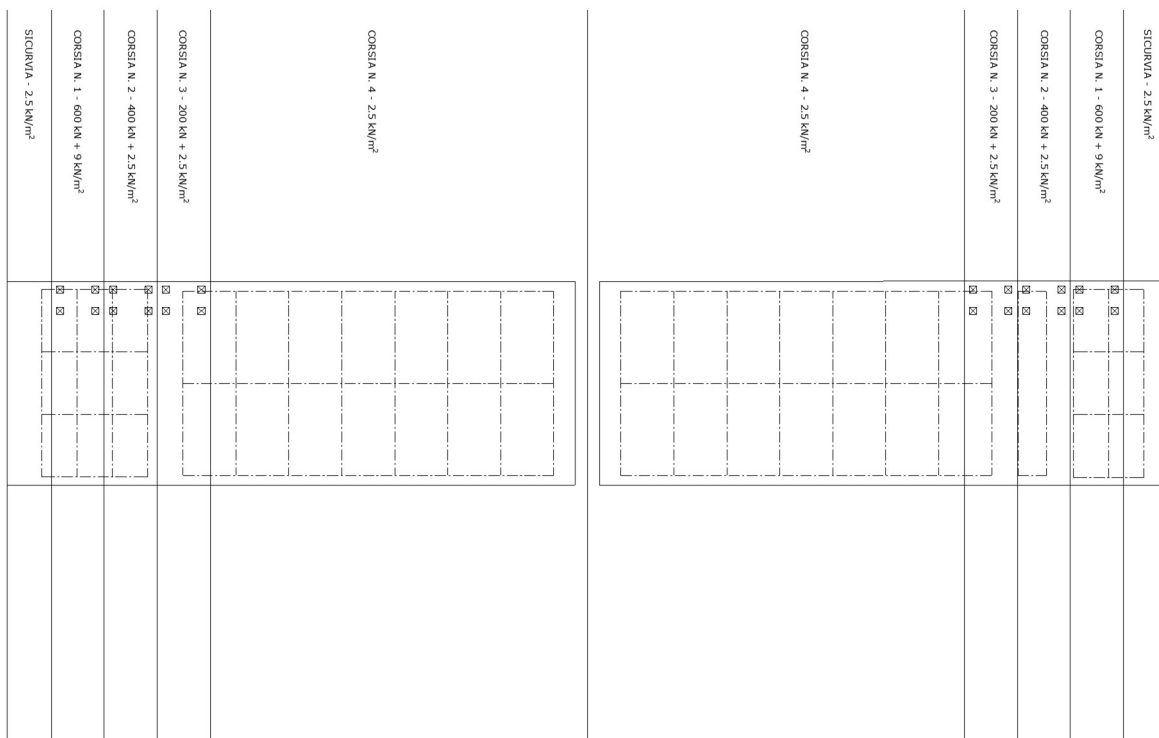


Figura 3-4. Disposizione carico tandem per massimo taglio impalcato di progetto

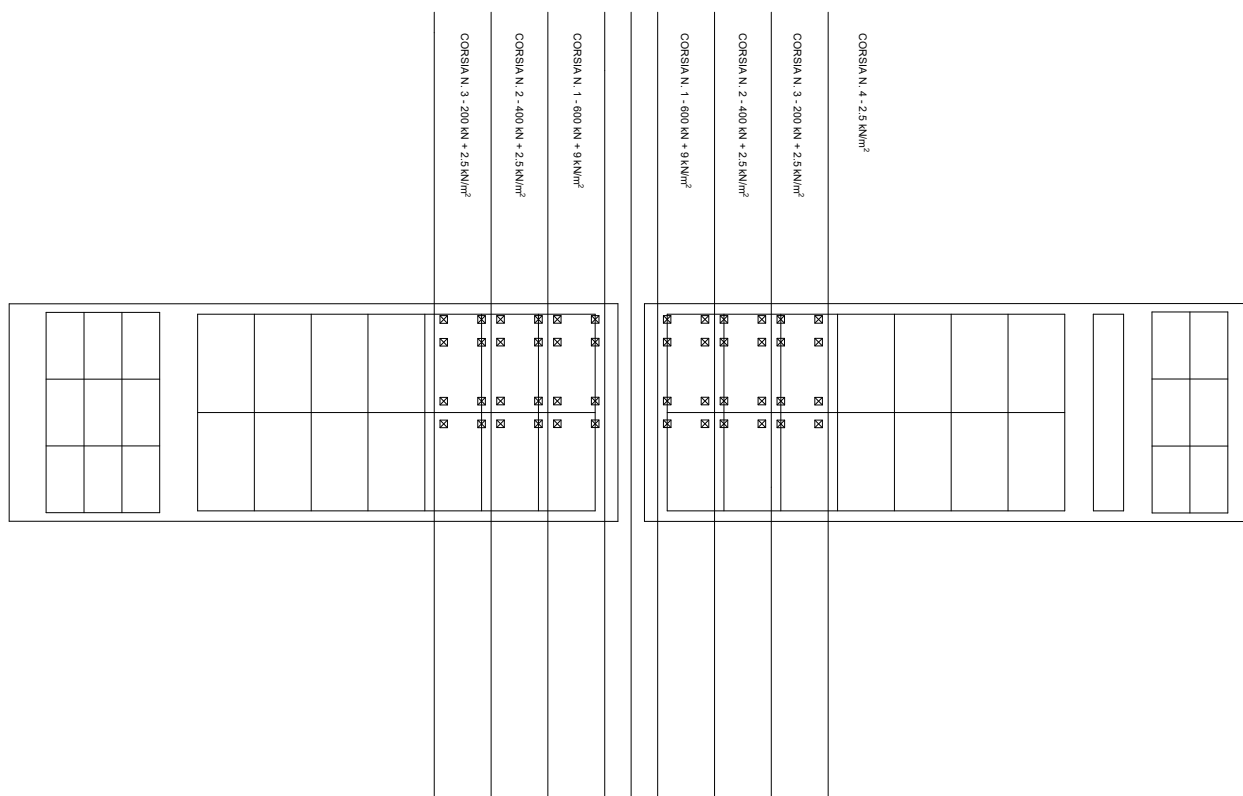


Figura 5 - Disposizione carico tandem per massimo momento e massimo taglio impalcato esistente

- **Azioni di frenatura**
- Per il calcolo delle azioni di frenatura, si fa riferimento a EN1991-2 cap.4.4.1(1) / NTC2018 cap.5.1.3.5.

5.1.3.5 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO. AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE:  $q_3$

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

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6 (2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN} \quad [5.1.4]$$

essendo  $w_1$  la larghezza della corsia e  $L$  la lunghezza della zona caricata. La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

- Si riporta di seguito la tabella riepilogativa per il calcolo di tale azione.

Azione di frenatura		
Q1k	Kn	300
q1k	Kn/mq	9
L	m	10,6
wl	m	3
q3	Kn	388,6
n (travi su cui ripartire)	-	1
q3 su trave = $q3/(n \cdot L)$	Kn/m	36,7

L'azione di frenatura  $q_3$  viene uniformemente ripartita a vantaggio di sicurezza su una sola trave interessata dalla corsia caricata dal carico  $Q_{1k}$ .

- 
- **Azione centrifuga**

L'azione centrifuga non viene considerata essendo il tratto in rettilineo.

- **Gruppi di carico**

Le azioni riconducibili ai carichi da traffico sono accorpate in gruppi di azioni sulla base di quanto riportato nella seguente tabella.

Tab. 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione $2,5\text{KN/m}^2$
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	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 pedonali  
(\*\*) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)  
(\*\*\*) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Figura 3-6. Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico (tab.5.1.IV delle NTC2018)

Nel caso in esame si fa riferimento unicamente ai seguenti gruppi di azioni:

- Gruppo di azioni 1: si considera lo Schema di Carico 1 con il suo valore caratteristico;
- Gruppo di azioni 2a: si considera lo Schema di Carico 1 con il suo valore frequente ( $0.75 Q_{k,TS} + 0.4 Q_{k,UDL}$ ) insieme alla frenatura in valore caratteristico.

- **Schemi di carico per verifiche locali**

Per le verifiche locali sugli elementi strutturali costituenti l'impalcato, si adotta lo “Schema di carico 2” previsto al punto 5.1.3.3.3 delle NTC2018 (“Schema di carico 2”) e costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0.60 m ed altezza 0.35 m, come mostrato nella figura seguente.

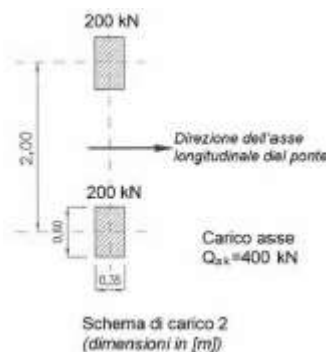


Figura 3-7. Schema di carico 2 (Figura 5.1.2 delle NTC2018)

Questo schema è considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa. Qualora sia più gravoso, si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.

Nel progetto dell'impalcato è considerata una condizione di carico eccezionale nella quale alla forza orizzontale d'urto su sicurvia si associa un carico verticale isolato sulla sede stradale costituito dallo Schema di Carico 2, posizionato in adiacenza al sicurvia stesso e disposto nella posizione più gravosa (cap.5.1.3.10 delle NTC2018).

#### • Veicolo FLM3 per carichi a fatica

Le verifiche a fatica sono state effettuate con riferimento ai modelli di carico descritti al cap. 5.1.4.3 delle NTC2018, in cui si utilizza il modello di carico per Fatica 1 che assume la stessa configurazione del sistema principale di carico (schema di carico 1) ma con valori del carico d'asse pari a  $0.7Q_{jk}$  e valori dei carichi uniformemente distribuiti pari a  $0.3q_{jk}$  e  $0.3q_{rk}$ .

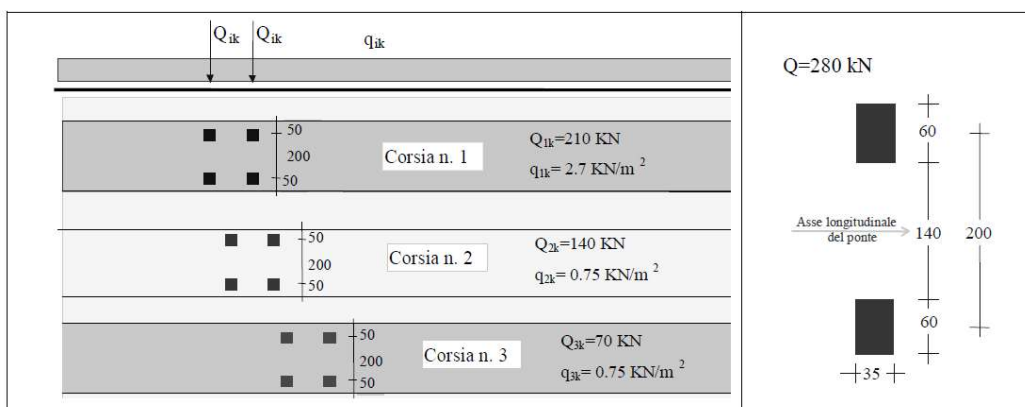


Figura 5.1.4 – Modello di carico di fatica n. 1

Figura 3-8. Modello di carico di fatica n.1 (Figura 5.1.4 delle NTC2018)

Le verifiche allo stato limite di fatica sono state effettuate in accordo al cap. 4.2.4.1.4 delle NTC2018.

#### 3.2.3.4 Urto di veicolo in svio

L'azione flessionale e tagliante agente alla base del montante da considerare per la verifica del supporto può essere calcolata a partire dal momento plastico del montante stesso, in accordo al cap.5.1.3.10 delle NTC2018 di seguito richiamato:

[...] il sistema di forze orizzontali può essere determinato con riferimento alla resistenza caratteristica degli elementi strutturali principali coinvolti nel meccanismo d'insieme della barriera e deve essere applicato ad una quota  $h$ , misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni  $h_1$  e  $h_2$ , dove  $h_1$  = (altezza della barriera – 0.10m) e  $h_2$  = 1.00 m. Nel dimensionamento degli elementi strutturali ai quali è collegata la barriera, si deve tener conto dell'eventuale sovrapposizione delle zone di diffusione di tale sistema di forze, in funzione della geometria della barriera e delle sue condizioni di vincolo. Per il dimensionamento dell'impalcato, le forze orizzontali così determinate devono essere amplificate di un fattore pari a 1.50. Il coefficiente parziale di sicurezza per la combinazione di carico agli SLU per l'urto di veicolo in svio deve essere assunto unitario. [...]

Con riferimento alla figura seguente, la massima azione tagliante alla base del montante (estradosso cordolo), causata dall'urto di un veicolo in svio, può essere determinata con la seguente relazione:

$$F_{urto} = \frac{M_{pl}}{h^*}$$

dove:

- $M_{pl}$  è il momento plastico del montante calcolato con la resistenza caratteristica;
- $h^* = h - h_R - h_C$



- $h = h_B + h_C$  è pari all'altezza della forza di urto sulla superficie di rotolamento così come definita dalle NTC2018, da porsi pari a 1.00 m;
- $h_B$  è l'altezza della forza  $F_{urto}$  rispetto all'estradosso del cordolo;
- $h_C$  è l'altezza del cordolo sulla superficie di rotolamento, pari al massimo a 50 mm, così come indicato nel manuale di installazione;
- $h_R$  è l'altezza dell'irrigidimento del nodo e della piastra di base, pari a 330 mm nel caso della Integautos S e a 190 mm nel caso della Integautos 2.0.

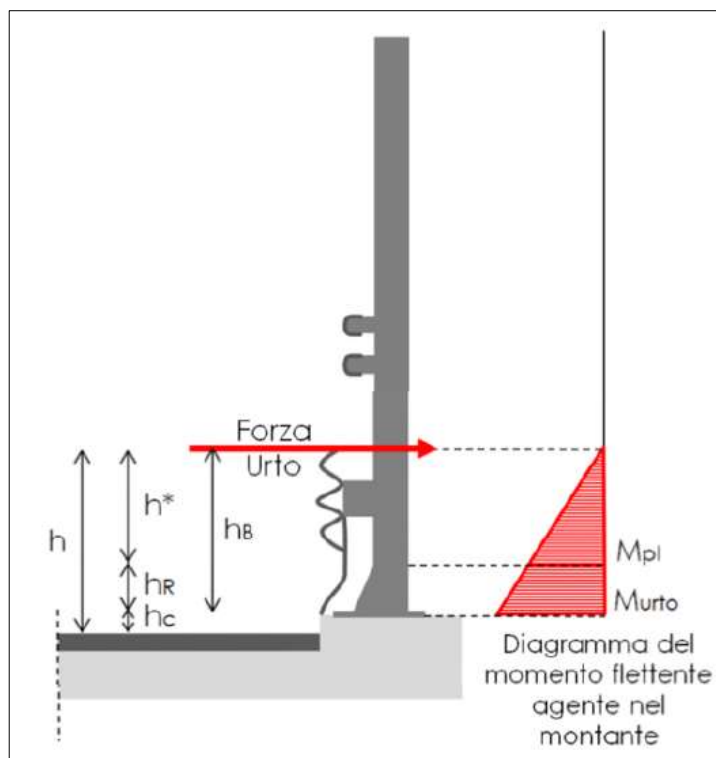


Figura 3-9. Modellazione dell'azione di urto (Fig.5.6 delle Linee Guida per la redazione e verifica dei progetti di installazione delle barriere integrate)

Nota la forza orizzontale che plasticizza il montante, è possibile determinare il momento trasferito all'estradosso del cordolo:

$$M_{urto} = F_{urto} \cdot h_B = M_{pl} \cdot \left(1 + \frac{h_R}{h^*}\right)$$

Le azioni  $F_{urto}$  e  $M_{urto}$  saranno amplificate con un fattore pari a 1.50 per la determinazione degli effetti sul supporto.

L'azione esercitata sulla struttura di supporto dall'urto del veicolo in svio è cautelativamente stimabile considerando snervati per flessione 3 montanti adiacenti. A favore di sicurezza, si considererà la presenza dei montanti in corrispondenza di un giunto di dilatazione e, quindi, una diffusione a 45° solo da un lato (lo stesso criterio andrà adottato per la verifica del cordolo – diffusione a 45° solo da un lato del montante).

### 3.2.3.5 Urto da traffico veicolare

Nel caso di urti su elementi strutturali orizzontali al di sopra della strada, la forza risultante di collisione  $F$  da utilizzare per le verifiche dell'equilibrio statico o della resistenza o della capacità di deformazione degli elementi strutturali è data da (cap. 3.6.3.3.1 delle NTC2018):

$$F = r \times F_{d,x}$$

dove:

- $r$  è un fattore pari ad 1.0 per altezze del sottovia fino a 5 m, decresce linearmente da 1.0 a 0 per altezze comprese fra 5 e 6 m ed è pari a 0 per altezze superiori a 6 m;

- $F_{d,x}$  è un'azione agente in direzione parallela al senso di marcia, definita nella tabella 3.6.III delle NTC2018.

Tabella 3.6.III – Forze statiche equivalenti agli urti di veicoli

Tipo di strada	Tipo di veicolo	Forza $F_{d,x}$ [kN]
Autostrade, strade extraurbane	-	1000
Strade locali	-	750
Strade urbane	-	500
Aree di parcheggio e autorimesse	Automobili	50
	Veicoli destinati al trasporto di merci, aventi massa massima superiore a 3,5 t	150

Figura 3-10. Forze statiche equivalenti agli urti dei veicoli (Tabella 3.6.III delle NTC2018)

### 3.2.3.6 Resistenze parassite dei vincoli

Le resistenze passive dei vincoli sono state trascurate in quanto non generano azioni sull'impalcato. Risultano, invece, influenti per il calcolo delle sottostrutture.

### 3.2.3.7 Azione sismica verticale

Come previsto al cap.7.2.2 delle NTC2018, si dovrà tener conto della componente verticale del sisma mediante un'analisi dinamica lineare (analisi modale).

I parametri utilizzati per lo sviluppo dell'analisi sono riportati al cap. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** del presente elaborato.

Si mostra di seguito la deformata per il modo di vibrare verticale con indicato il periodo proprio di oscillazione.

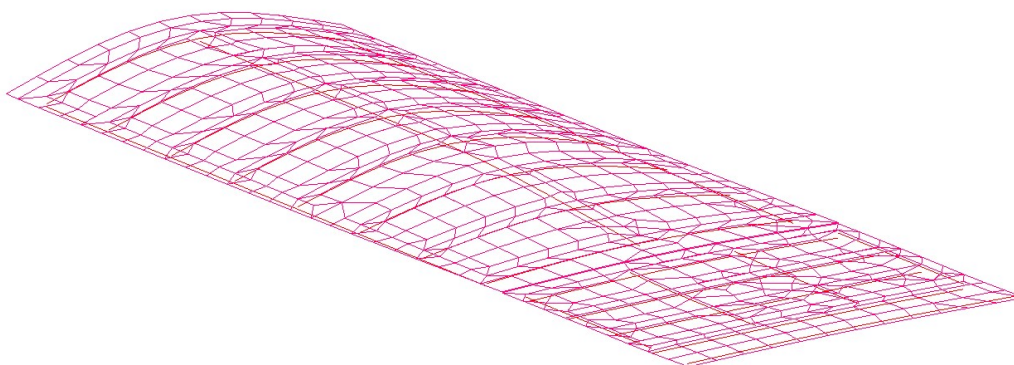


Figura 3-11. Esempio deformata per modo di vibrare verticale (Impalcato SUD,  $T=0.157s$ )

### 3.3 CARICHI AGENTI SULLE SPALLE

#### 3.3.1 Carichi permanenti strutturali

Il peso degli elementi strutturali è conteggiato in riferimento al peso specifico del calcestruzzo ( $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ ).

#### 3.3.2 Carichi permanenti non strutturali

Si considera come carico permanente non strutturale il peso proprio del terreno di zavorra disposto sulla retrozattera ( $\gamma_c = 20 \text{ kN/m}^3$ ).

#### 3.3.3 Spinta del terreno

La spinta del terreno di rilevato agente a tergo delle spalle è valutata tramite:

- coefficiente di spinta a riposo:  $k_0 = 1 - \sin \varphi'$   
nel caso di verifiche strutturali su fondazione diretta/indiretta e verifiche geotecniche su fondazione indiretta;
- coefficiente di spinta attiva:  $k_a = \tan^2(45 - \varphi'/2)$   
nel caso di verifiche geotecniche su fondazione diretta.

Come meglio descritto nella relazione geotecnica, le verifiche di sicurezza della fondazione, strutturali e geotecniche, sono condotte mediante l'Approccio 2 di cui al punto 6.2.4 delle NTC2018. Tale approccio progettuale prevede un'unica combinazione di gruppi di coefficienti (A1+M1+R3) da adottare per azioni (A1), parametri geotecnici del terreno (M1) e fattori di sicurezza (R3). Nel prosieguo del presente elaborato, il valore dell'angolo d'attrito  $\varphi'$  è da intendersi, dunque, come caratteristico.

#### 3.3.4 Sovraccarico accidentale

Si considera un sovraccarico accidentale agente a tergo delle spalle pari a:

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

Il sovraccarico spingente a tergo delle spalle è valutato tramite:

- coefficiente di spinta a riposo:  $k_0 = 1 - \sin \varphi'$   
nel caso di verifiche strutturali su fondazione diretta/indiretta e verifiche geotecniche su fondazione indiretta;
- coefficiente di spinta attiva:  $k_a = \tan^2(45 - \varphi'/2)$   
nel caso di verifiche geotecniche su fondazione diretta.

Il sovraccarico accidentale utilizzato per la verifica del paraghiaia è desunto dai capp.C5.1.3.3.5.1 e C5.1.3.3.5.2 della Circolare Esplicativa alle NTC2018.

#### 3.3.5 Urto da veicolo in svio su pile

In corrispondenza di impalcati su più campate, l'analisi considera anche l'azione di eccezionale legata all'urto di un veicolo in svio sulle pile.

L'azione di calcolo  $F_{d,y}$  è pari a:

$$F_{d,y} = 0.5 \times F_{d,x}$$

con  $F_{d,x}$  definita nella tabella 3.6.III di cui al cap.3.6.3.3.1 delle NTC2018.

La forza risultante di collisione deve essere applicata sulla struttura 1.25 m al di sopra della superficie di marcia. L'area di applicazione della forza è pari a 0.5 m (in altezza) per il valore più piccolo tra 1.50 m e la larghezza della membratura (in larghezza).

### 3.4 AZIONE SISMICA

Per la definizione dei parametri sismici, il calcolo dell'azione sismica e le modalità di analisi sui diversi elementi strutturali che costituiscono l'opera (impalcato, spalle e pile), si rimanda ai capitoli precedenti.

Ai fini delle verifiche strutturali, si considera lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV). Si considera, invece, lo Stato Limite di Danno (SLD) per la valutazione degli spostamenti e per il calcolo delle escursioni massime ammissibili in corrispondenza dei giunti e dispositivi di appoggio.

### 3.5 CARICHI SU BARRIERE FOA

Sul bordo dell'impalcato Nord è prevista una barriera FOA alta 6.50+5.50 m, che producono le seguenti sollecitazioni sul cordolo porta barriera:

**FOA TIPO 6 - H=6.50+5.50m (sollecitazioni per montanti tratto CORRENTE)**

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
1: Peso proprio strutturale		19,9				15,5
2: Peso proprio pannelli fonoassorbenti		31,3				27,9
3: Vento X+ (vento da ricettore verso fonte rumore)	-52,2	13,6				292,6
4: Vento X- (vento da fonte rumore verso ricettore)	53,0	-17,3				-326,8
5: Neve		7,0				15,3
6: Pressione dinamica veicolare	35,7	-11,7				-220,2
7: Pressione dinamica da rimozione neve	15,0					-22,5

Sul bordo dell'impalcato Sud è prevista una barriera FOA alta 5.00 m, che producono le seguenti sollecitazioni sul cordolo porta barriera:

**FOA TIPO 2 - H=5.00m (sollecitazioni per montanti tratto CORRENTE)**

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
1: Peso proprio strutturale		3,0				0,1
2: Peso proprio pannelli fonoassorbenti		16,8				4,2
3: Vento X+ (vento da ricettore verso fonte rumore)	-23,6	0,8				60,4
4: Vento X- (vento da fonte rumore verso ricettore)	21,8	-0,8				-55,8
5: Neve						
6: Pressione dinamica veicolare	16,4	-0,6				-42,0
7: Pressione dinamica da rimozione neve	15,0					-22,5

## 4 ANALISI IMPALCATO

### 4.1 IMPALCATO DI NUOVA REALIZZAZIONE

#### 4.1.1 Analisi strutturale

##### 4.1.1.1 Modello FEM

Per l'analisi strutturale si considera un modello agli elementi finiti costituito da un graticcio di travi e da una soletta schematizzata con elementi shell con lo scopo di ripartire i carichi.

I due impalcati da cui è costituito l'intero corpo stradale risultano essere non simmetrici, sia come numero di travi (sia esistenti che nuove) che come larghezza di ampliamento. Tra i due impalcati è presente un giunto longitudinale che li rende indipendenti. Per tale motivo si è proceduto alla modellazione dell'intero impalcato.

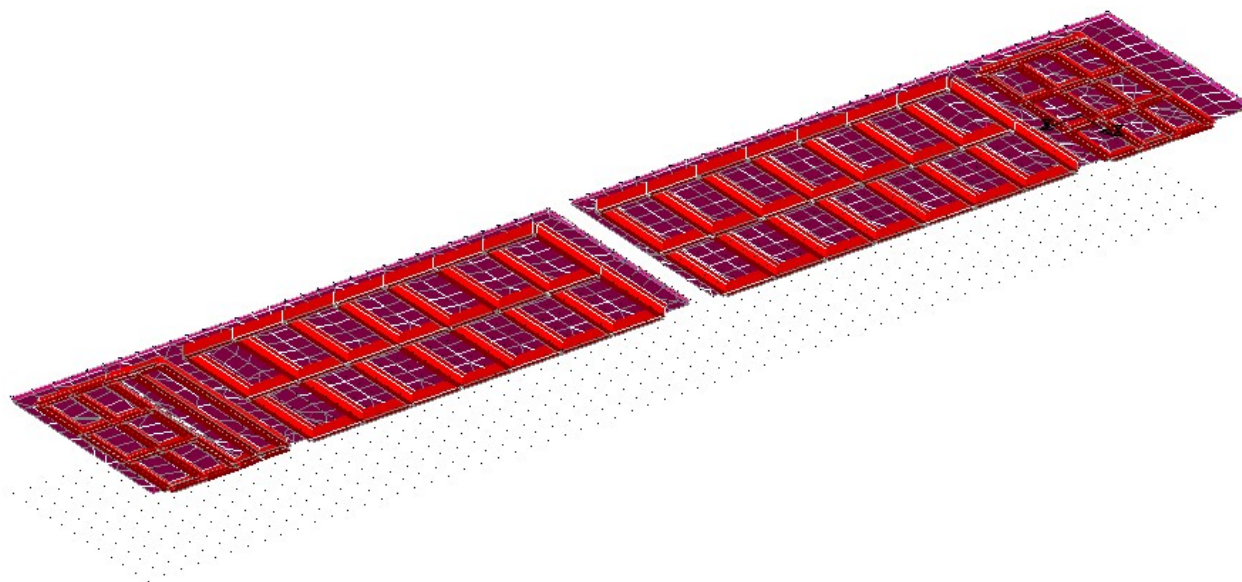


Figura 4-1. Modello FEM estruso (vista dal basso)

##### 4.1.1.2 Analisi del modello

I carichi esplicitati nel § 3. Sono stati inseriti nel modello attraverso elementi “pannello” per la fase 1 e come carichi agenti sulle travi e sugli shell per le fasi 2 e 3.

Nell'analisi sono state opportunamente definite le combinazioni di carico descritte al § 2.4, utilizzando i coefficienti di combinazione previsti dalla Norma. Il software fornisce gli involuipi delle sollecitazioni delle diverse combinazioni di carico, in modo da dare in output direttamente i valori massimi e minimi dell'azione tagliante e del momento flettente per ogni elemento del modello.

##### 4.1.1.3 Combinazioni di carico

Si riportano le combinazioni di carico per le tre fasi di analisi successivamente trattate.

FASE 1	
Azione	$\gamma_G$ o $\gamma_Q$
Peso strutturale	1.35
Peso non strutturale	0.00

<b>FASE 2</b>	
<b>Azione</b>	<b><math>\gamma_G</math> o <math>\gamma_Q</math></b>
Peso strutturale	0.00
Peso non strutturale	1.35
Ritiro	1.20
Cedimenti vincolari	1.20

<b>FASE 3 STATICA</b>										
Proprio	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Permanente	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Termica lineare	0,9	0,9	1,2	1,2	0,9	0,9	-0,9	-0,9	-1,2	-1,2
Vento Y+	0,9	0	0,9	0	1,5	0	0,9	0	0,9	0
Vento Y-	0	0,9	0	0,9	0	1,5	0	0,9	0	0,9
Traffico distribuito	1,35	1,35	1,01	1,01	1,01	1,01	1,35	1,35	1,01	1,01
Tandem M	1,35	0	1,01	0	1,01	0	1,35	0	1,01	0
Tandem V	0	1,35	0	1,01	0	1,01	0	1,35	0	1,01
Frenatura	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Termica uniforme	0,9	0,9	1,2	1,2	0,9	0,9	-0,9	-0,9	-1,2	-1,2

0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,9	0,9	1,2	1,2	0,9	0,9	-0,9	-0,9	-1,2	-1,2	-0,9	-0,9
0,9	0	0,9	0	1,5	0	0,9	0	0,9	0	1,5	0
0	0,9	0	0,9	0	1,5	0	0,9	0	0,9	0	1,5
1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
1,01	0	1,01	0	1,01	0	1,01	0	1,01	0	1,01	0
0	1,01	0	1,01	0	1,01	0	1,01	0	1,01	0	1,01
1,35	1,35	1,01	1,01	1,01	1,01	1,35	1,35	1,01	1,01	1,01	1,01
0,9	0,9	1,2	1,2	0,9	0,9	-0,9	-0,9	-1,2	-1,2	-0,9	-0,9

<b>FASE 3 SISMICA</b>										
Proprio	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Permanente	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Traffico distribuito	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
Tandem M	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
Tandem V	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Sisma X	1	1	1	1	-1	-1	-1	-1	0,3	0,3
Sisma Y	0,3	0,3	-0,3	-0,3	0,3	0,3	-0,3	-0,3	1	1
Sisma Z	0,3	-0,3	0,3	-0,3	0,3	-0,3	0,3	-0,3	0,3	-0,3

1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2



0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,3	0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	-0,3	-0,3	-0,3
-1	-1	1	1	-1	-1	0,3	0,3	-0,3	-0,3	0,3	0,3	-0,3
0,3	-0,3	0,3	-0,3	0,3	-0,3	1	-1	1	-1	1	-1	1

1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
0,2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
-0,3	1	1	1	1	-1	-1	-1	-1	0,3	0,3	0,3	0,3
-0,3	0,3	0,3	-0,3	-0,3	0,3	0,3	-0,3	-0,3	1	1	-1	-1
-1	0,3	-0,3	0,3	-0,3	0,3	-0,3	0,3	-0,3	0,3	-0,3	0,3	-0,3

1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3
1	1	-1	-1	0,3	0,3	-0,3	-0,3	0,3	0,3	-0,3	-0,3
0,3	-0,3	0,3	-0,3	1	-1	1	-1	1	-1	1	-1

## 4.1.2 Verifiche

### 4.1.2.1 Verifica travi in acciaio di nuovo ampliamento

- Sollecitazioni di calcolo e verifica Fase 1 - SLU

Nella fase 1 la resistenza è affidata alle sole travi in acciaio. Si riportano a seguire i diagrammi del momento flettente e del taglio e i tassi di sfruttamento della sezione.



Figura 4-2. Involuppo  $M_x$  [tm]



Figura 4-3. Involuppo  $T_y$  [t]

Si verifica la trave a flessotorsione durante la fase di getto. Si utilizza l'approccio descritto al paragrafo 4.2.4.1.3.2 e C4.2.4.1.3.2:

Wy	$f_{yk}$	$y_{m1}$	E	G	Iz	It	Iw	Lcr
cm <sup>3</sup>	-	-	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>6</sup>	cm
15861	3550	1,05	2060000	824000	144021	2645	156839052	1060

$\alpha_{LT}$	$\lambda_{LT,0}$	$\beta$	$\Psi$	$k_c$				
-	-	-	-	-				
0,49	0,20	1,0	1,75	0,94				
$M_{cr}$	$\lambda_{LT}$	$\Phi_{LT}$	$f$	$X_{LT}$	>>>	$M_{brd}$	>	$M_{ed}$
kgcm	-	-	-	-		kNm		kNm
114 258 300	0,702	0,869	0,971	0,745		3997		502

La verifica a flessotorsione nella fase di getto è ampiamente verificata, non sono necessarie controventature specifiche.

- Sollecitazioni di calcolo Fase 2 - SLU**

Nella fase 2 la soletta di calcestruzzo ha raggiunto la maturazione e, quindi, contribuisce insieme alla trave in acciaio alla resistenza alle azioni. Si riportano a seguire i diagrammi del momento flettente e del taglio.

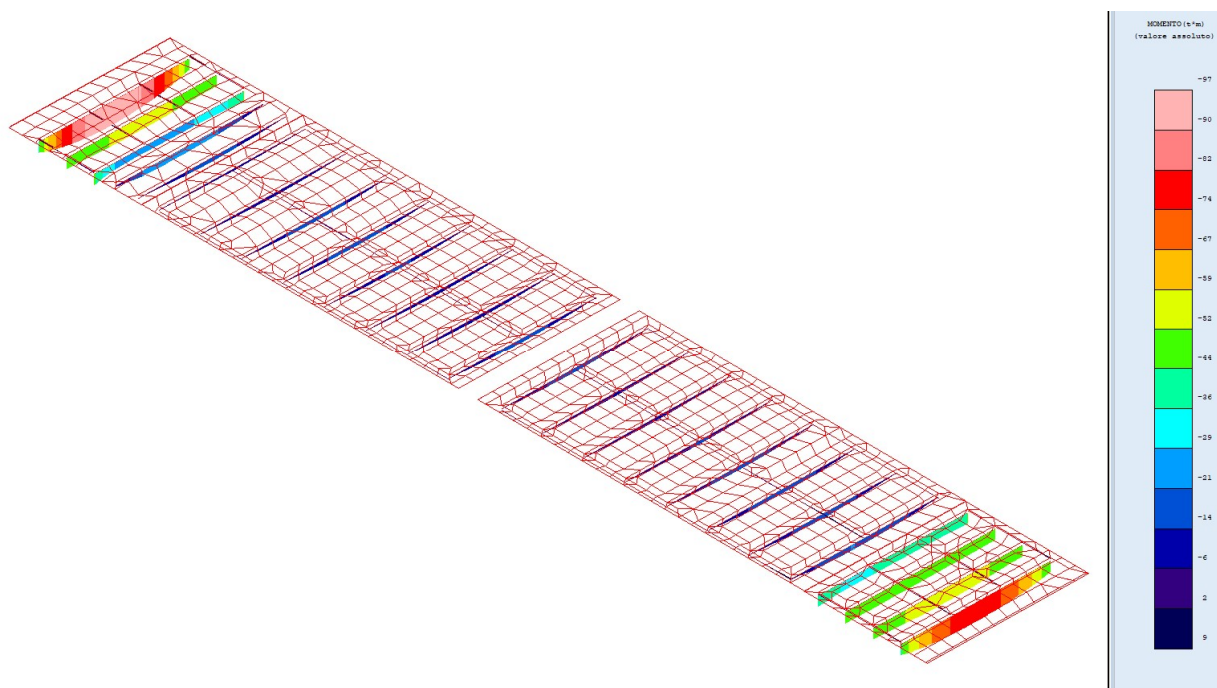


Figura 4-4. Involuppo  $M_x$  [tm]

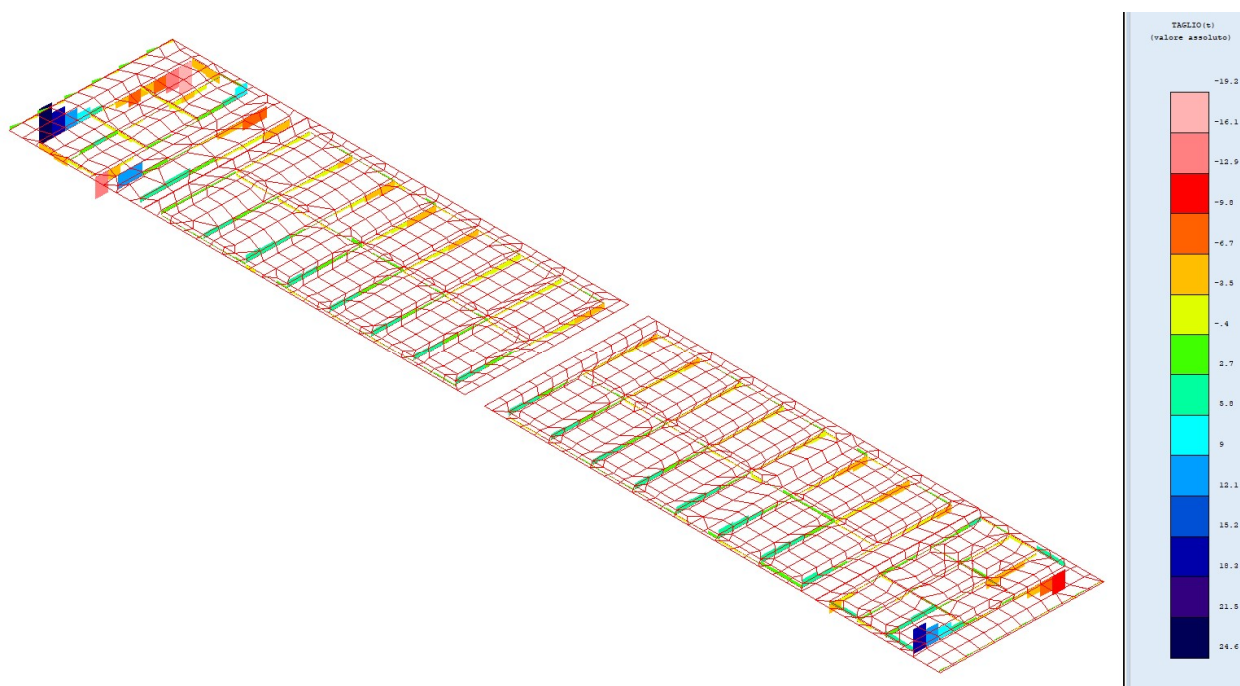


Figura 4-5. Involuppo  $T_y$  [t]

- Sollecitazioni di calcolo Fase 3 - SLU**

Nella fase 3 agiscono tutti i carichi da traffico, oltre che i permanenti, il vento a ponte carico e l'azione termica. Si riportano a seguire i diagrammi del momento flettente e del taglio e la verifica della sezione mista:

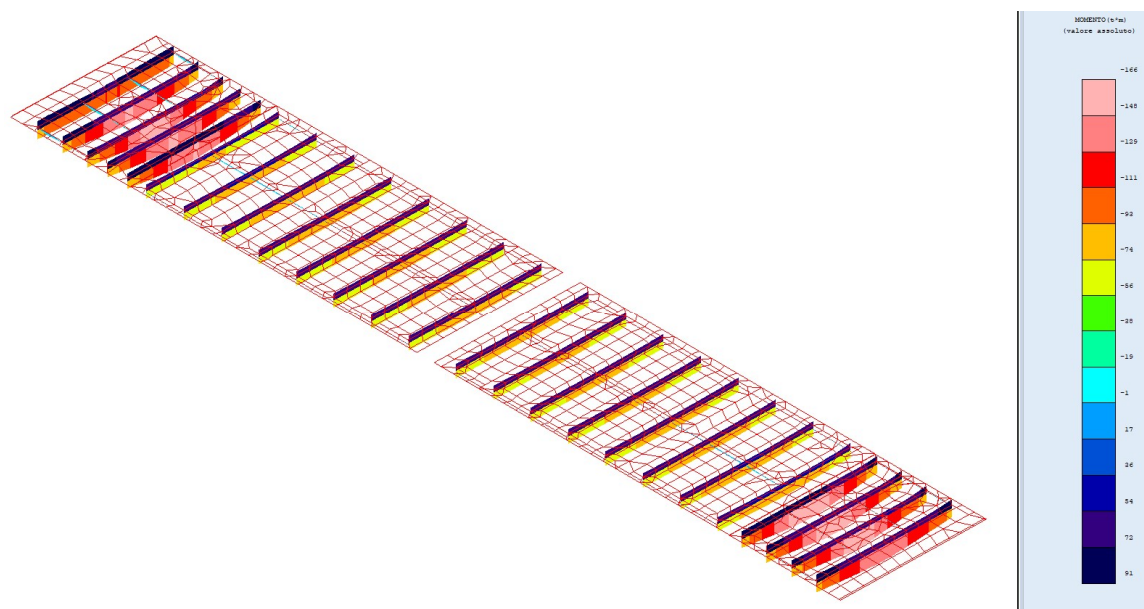


Figura 4-6. Involuppo  $M_y$  [t]

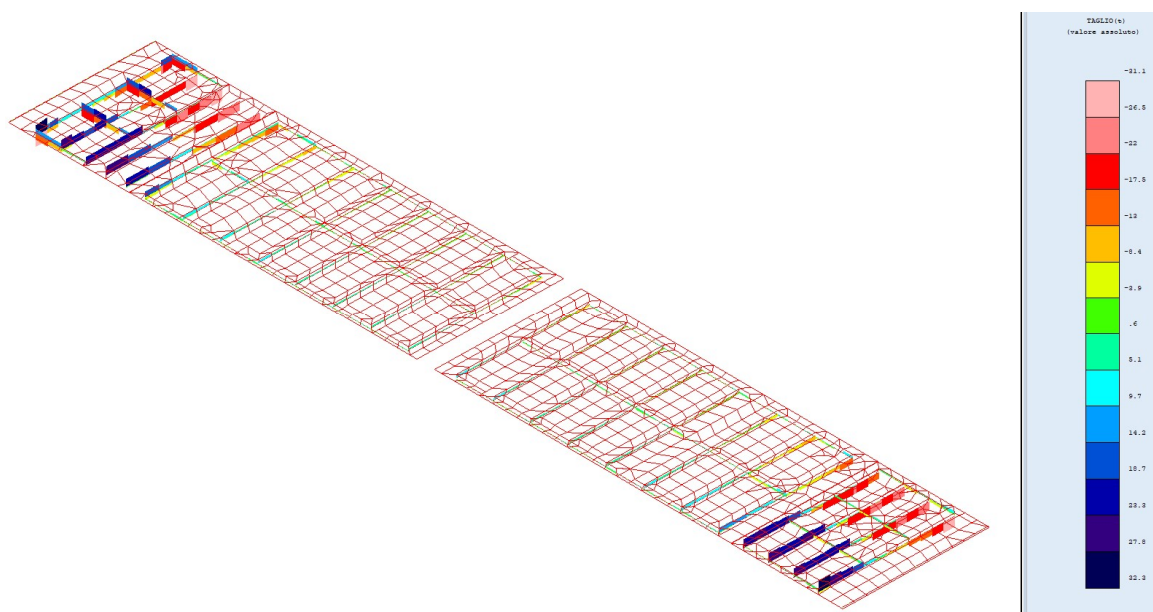


Figura 4-7. Inviluppo Ty [t]

Le sollecitazioni calcolate utilizzando le combinazioni sismiche risultano nettamente inferiori a quelle suindicate e pertanto si procede alla verifica della trave principale considerando la somma delle sollecitazioni delle fasi 1, 2 e 3A.

• **Verifica della trave principale**

Si verifica la trave principale a sezione mista che risulta più sollecitata. In particolare, per la verifica a tensioni normali (presso-flessione) si sommano gli stati tensionali dovuti alle singole condizioni di carico, quest'ultime raggruppate nelle fasi di carico. Le azioni taglianti vengono tutte attribuite alla sola trave di acciaio.

Per le verifiche, a vantaggio di stabilità, è stata considerata la larghezza efficace più piccola (contrariamente a quanto fatto in precedenza per il calcolo delle azioni, massime per larghezze efficaci più grandi)

Caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati								
Calcestruzzo			Acciaio barre			Acciaio profilati		
Classe		C35/45	Tipo		B450C	Tipo		S355
Rck	Mpa	45	$\gamma_s$		1.15	$\gamma_{M0}$		1.05
$\gamma_c$		1.5	Es	Mpa	210000	$\gamma_{M1}$		1.05
Ec	Mpa	34077.1462	fyk	Mpa	450	$\gamma_{M2}$		1.25
$\alpha_{cc}$		0.85	fyd	Mpa	391.3	Es	Mpa	210000
fck	Mpa	35				fyk	Mpa	355
fcm	Mpa	43				fydw	Mpa	338.10
fcd	Mpa	19.83						

Caratteristiche geometriche sezione mista					
Caratteristiche acciaio			Caratteristiche soletta		
b1	mm	600	hc	Mm	250
b2	mm	600	beff	Mm	2000
tf1	mm	40	h's	Mm	40
tf2	mm	40	As	Mmq	3387
h	mm	700			
tw	mm	16			
g	Kg/m	454,7			
A	cmq	579,2			
Iy	cm4	555137			
Iz	cm4	144021			
Wpl,y	cm3	17378			

Sollecitazioni nelle varie fasi di calcolo

Combinando le varie sollecitazione delle diverse fasi la trave più sollecitata presenta i seguenti valori:

FASI	Mmax [kNm]	Vmax [kN]	Nmax [kN]
1	502	192	0
2	972	246	1352
3A	1660	323	4213
totale	<b>3134</b>	<b>761</b>	<b>5565</b>

Tensioni normali nelle varie fasi

	Fase 1	Fase 2	Fase 3	Totale pressoflessione		Tensione di calcolo	
n	0	15,6	6,2				n
yn [mm]	350	416,6	316,8				yn [mm]
Aid [cm <sup>2</sup> ]	579,2	14563,8	8801,0				Aid [cm <sup>2</sup> ]
Iid [cm <sup>4</sup> ]	555137	1087219	1384293				Iid [cm <sup>4</sup> ]
σ <sub>c</sub> [MPa]	0	-3,32	-10,92	-14,24	<	-19,83	σ <sub>c</sub> [MPa]
σ <sub>s</sub> [MPa]	0	-48,18	-62,88	-111,06	<	391,30	σ <sub>s</sub> [MPa]
σ <sub>as</sub> [MPa]	-31,6	-29,38	-37,69	-98,67	<	338,10	σ <sub>as</sub> [MPa]
σ <sub>ai</sub> [MPa]	31,6	62,18	105,58	199,36	<	338,10	σ <sub>ai</sub> [MPa]

#### Verifica a flessione e taglio

Verifica a flessione e taglio			
Ved	kN	761	taglio sollecitante di calcolo
Vrd	kN	1936	taglio resistente di calcolo
Ved/Vrd		0.393	< 0,50 → non necessario calcolare res. a flessione ridotta

#### Verifica di instabilità dell'anima soggetta a taglio

La verifica è eseguita ai sensi del § C4.2.4.1.3.4.1, considerando a favore di sicurezza il solo contributo offerto dall'anima. Non sono necessari irrigidimenti dell'anima.

d	mm	620	altezza dell'anima
tw	mm	16	spessore dell'anima
d/tw		38,75	rapporto altezza/spessore
ε		0,81	
η		1,2	
$\frac{d}{t_w} < \frac{72}{\eta} \varepsilon$		38,75 < 48.82	rapporto limite anima non irrigidita

#### Verifica a flessotorsione

Si omette la verifica a flessotorsione in quanto la piattabanda superiore, collegata in maniera solidale alla soletta, non ha possibilità di instabilizzarsi anche se compressa.

#### • Progetto connettori

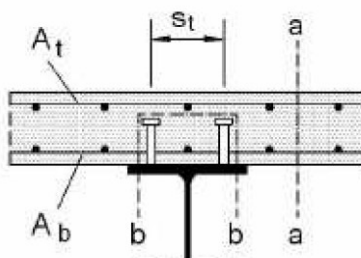
Il connettori vengono dimensionati a completo ripristino. La forza di scorrimento massima che devono sopportare è pari al valore minimo tra la massima compressione in soletta  $V_c = A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd}$  e la massima trazione nella trave d'acciaio  $V_a = A_a \cdot f_{ywd}$ .



Vc	kN	14191	Massima compressione soletta
Va	kN	19582	Massima trazione trave acciaio
Vld	kN	14191	Forza di scorrimento a taglio
fu	Mpa	450	tensione di snervamento
hp	mm	200	Altezza connettore
Le	m	11,4	Lunghezza trave
Prd,a	kN	109,5	
Prd,c	kN	121,1	
Prd	kN	109,5	Resistenza singolo connettore
d	mm	22	Diametro connettore
n coppie		65	Numero coppie di connettori
Nr		2	numero connettori affiancati
i	mm	175	passo connettori massimo

#### Verifica armatura trasversale della soletta

La soletta è armata con rete  $1\phi 18/15$  cm, maggiore del valore minimo pari a  $0,002 \times A_c = 0,002 \times 250 \times 1000 = 500$  mm<sup>2</sup>. Si verifica l'armatura ai sensi del § 4.3.4.3.5 delle NTC2018 per le due sezioni a-a e b-b.



Vsd	kN	761.00	
fck	Mpa	35.00	
fs,yk	Mpa	450.00	
r			
h		1.00	per calcestruzzi ordinari
gc		1.50	
g s		1.15	
hc	mm	250.00	
hp	mm	200.00	altezza piolo
n		2.00	numero file connettori
dp	mm	30.00	diametro testa piolo
Acv	mmq	250000.00	sezione a-a
Acv	mmq	460000.00	sezione b-b
t rd	Mpa	0.37	
Ae	mmq	1693.00	Area armatura trasversale
Vrd a-a	kN	2333	➤ Vsd
Vrd b-b	kN	1095	➤ Vsd

• **Verifica del traverso**

Si verifica il traverso più sollecitato a pressoflessione e taglio.

Sollecitazioni di calcolo

FASI	Mmax [kNm]	Vmax [kN]	Nmax [kN]
1	1	2	0
2	93	66	53
3	205	205	1650
<b>totale</b>	<b>299</b>	<b>273</b>	<b>1703</b>

Verifica membrane inflesse e compresse - C4.2.4.1.3.3.1 metodo A

Verifica membrane inflesse e compresse			C4.2.4.1.3.3.1 metodo A
Ned	N	1703000	Sforzo normale sollecitante di calcolo
Myeq	Nmm	299000000	Momento flettente sollecitante di calcolo
Mzeq	Nmm	0,00	Momento flettente sollecitante di calcolo
$\gamma M1$		1,05	
A	mmq	30800	area della profilato
L	mm	2000	lunghezza libera di inflessione
fyk	Mpa	355	tensione caratteristica di snervamento
Wy	mmc	7024000	modulo di resistenza elastico
Wz	mmc	902800	modulo di resistenza elastico
Iy	mm4	2458310000	momento di inerzia
Iz	mm4	135430000	momento di inerzia
Ncr y	N	1273783728	Sforzo normale critico euleriano
Ncr z	N	70173628	Sforzo normale critico euleriano
$\lambda y$		0,09	
$\lambda z$		0,39	
$\alpha y-y$		0,34	
$\alpha z-z$		0,49	
$\phi y-y$		0,49	
$\phi z-z$		0,63	
$\chi y-y$		1,0382	
$\chi z-z$		0,9001	
$\chi min$		0,9001	
Verifica		0,308	

TRAVERSO			
Verifica a flessione e taglio			
Ved	kN	273	
Vrd	kN	2499	
Ved/Vrd		0,109	< 0,50 → non necessario calcolare res. a flessione ridotta

Verifica di instabilità dell'anima soggetta a taglio

La verifica è eseguita ai sensi del § C4.2.4.1.3.4.1, considerando a favore di sicurezza il solo contributo offerto dall'anima.

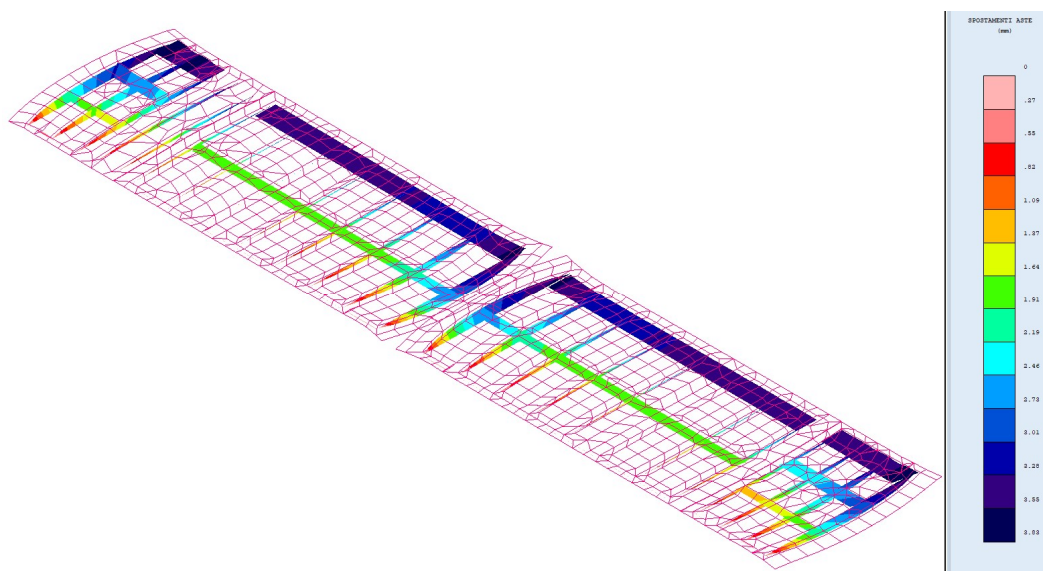
d	mm	640	altezza dell'anima
tw	mm	20	spessore dell'anima
d/tw		32	rapporto altezza/spessore
$\varepsilon$		0,81	
$\eta$		1,2	
$\frac{d}{t_w} < \frac{72}{\eta} \varepsilon$		32 < 48,82	rapporto limite anima non irrigidita

- **Appoggi e giunti**

È stato valutato il valore massimo dello spostamento orizzontale longitudinale dovuto alle deformazioni termiche.

Spostamento orizzontale per deformazioni termiche		
$\alpha$	C° <sup>-1</sup>	0.000012
$\Delta T$	C°	30
L	mm	10600
$\Delta L$	mm	3,816

Il risultato è confermato dal modello di calcolo, in cui si sono ottenuti questi valori di spostamento orizzontale in condizione termica (Smax=3,83mm) :



- **Verifica di deformazione**

La verifica di deformazione è stata condotta ai sensi del § 4.2.4.2.1 delle NTC2018.

Si ottengono i seguenti spostamenti per la trave di progetto più sollecitata:

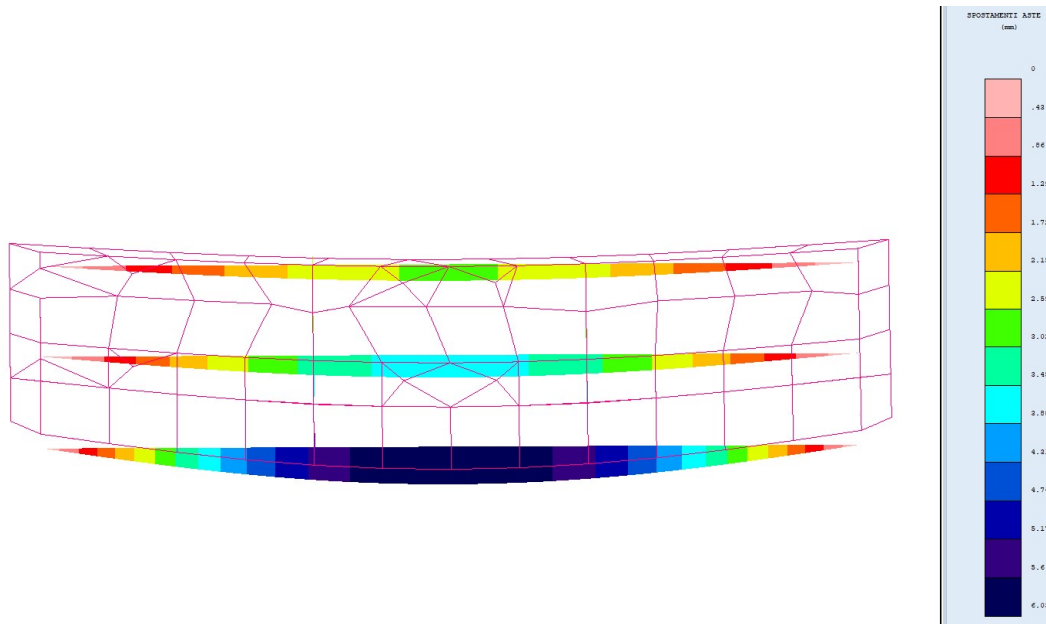


Figura 4-8. Deformazione  $\delta_1$  (carichi permanenti)

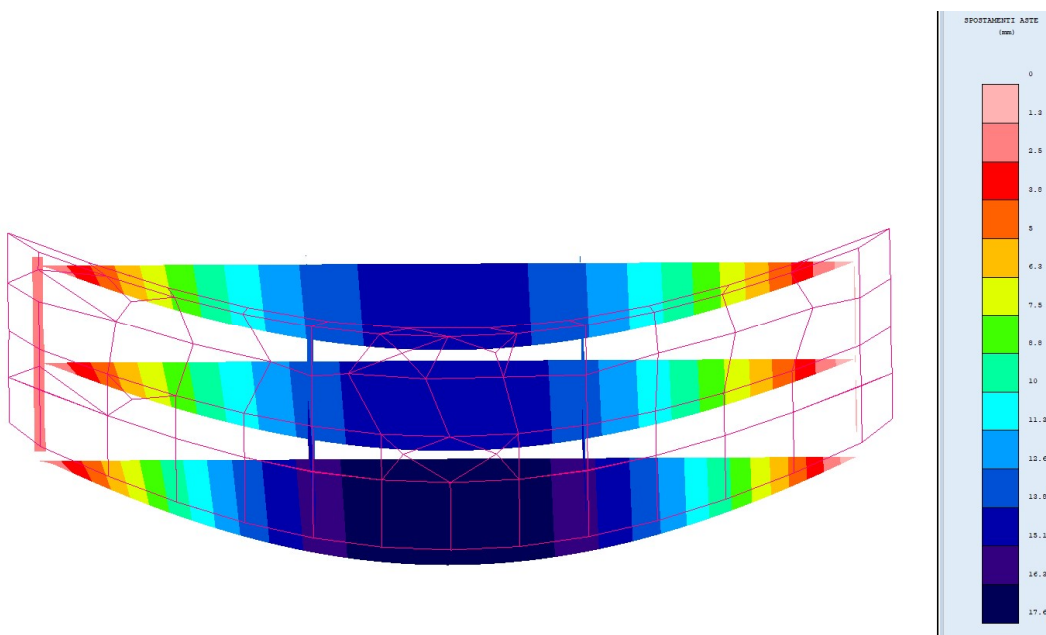


Figura 4-11. Deformazione totale  $\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2$  (carichi permanenti più variabili)

Verifica a deformazione:

Deformazione $\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2$	mm	17,57	
Deformazione $\delta_2$	mm	$17,57 - 6,03 = 11,54$	$< L/300 = 35,33 \text{ mm}$
Contromonta $\delta_c$	mm	0,00	
Deformazione $\delta_{max} = \delta_{tot} - \delta_c$	mm	17,57	$< L/250 = 42,40 \text{ mm}$

## 5 ANALISI SPALLE

### 5.1 DESCRIZIONE GENERALE

Le spalle del viadotto esistenti (appartenenti al blocco “ORIGINARIO” e all’ “AMPLIAMENTO 1”) e di nuova realizzazione (“AMPLIAMENTO 2”) sono calcolate indipendentemente e in base alle sollecitazioni agenti sull’impalcato e direttamente sulle spalle stesse (in particolare, la spinta del terreno ed il sovraccarico accidentale spingente, in condizioni statiche e sismiche).

Tabella 5-1. Spalle - Configurazione

Spalla	Tipologia
ORIGINARIA	Mensola in c.a.
AMPLIAMENTO 1	Mensola in c.a.
AMPLIAMENTO 2	Mensola in c.a.

Le spalle presentano rigidità nella direzione trasversale molto superiore rispetto a quella nella direzione longitudinale. A fronte di quanto appena esposto, si conducono le verifiche solo per le azioni agenti nella direzione longitudinale e per metro di lunghezza.

## 5.2 CRITERI DI MODELLAZIONE

### 5.2.1 Strutture di nuova realizzazione

L'analisi strutturale delle spalle, ed analogamente quella della pila e dei muri d'ala, viene condotta con modelli bidimensionali (tridimensionali solo per la pile) agli elementi finiti.

L'interazione tra i micropali di fondazione e la struttura viene simulata con molle verticali ed orizzontali di opportuna rigidità. La rigidità delle molle è stata calcolata tramite il programma di calcolo GROUP utilizzato per il dimensionamento e la verifica dei micropali di fondazione.

Nello specifico, con riferimento all'orientamento del sistema di riferimento del programma GROUP (asse x = verticale, asse y = orizzontale) sono stati calcolati gli spostamenti verticali ( $\delta_x$ ) ed orizzontali ( $\delta_y$ ) della palificata di fondazione per carichi rispettivamente verticali ( $F_x$ ) ed orizzontali ( $F_y$ ) di intensità equivalente a quella massima di progetto.

Le rigidità equivalenti dei micropali sono state pertanto calcolate come:

- rigidità molle in direzione verticale  $K_{\text{vert}} = F_x / \delta_x$
- rigidità molle in direzione orizzontale  $K_{\text{orizz}} = F_y / \delta_y$

Nel caso delle sottostutture del Sottovia Erbosa per ciascun micropalo di fondazione risulta  $K_{\text{vert}} = 230000$  kN/m e  $K_{\text{orizz}} = 9000$  kN/m.

Le reazioni vincolari sui micropali che si ottengono dalla modellazione ad elementi finiti sono generalmente inferiori alle sollecitazioni in testa ai micropali che si ottengono dall'analisi condotta con il programma di calcolo GROUP: questo perché tale programma, utilizzando parametri di modellazione del comportamento dei micropali nel terreno di tipo non lineare e dipendenti dalle caratteristiche geotecniche del terreno stesso, consente una maggiore affidabilità nella valutazione dello stato sollecitativo dei micropali rispetto all'analisi elastica lineare condotta con i programmi di modellazione strutturale utilizzati per il dimensionamento e la verifica delle strutture in elevazione e fondazione.

In conseguenza di ciò, le sollecitazioni sull'avanzaterra ottenute dall'analisi elastica lineare condotta con i programmi di calcolo ad elementi finiti risultano inferiori a quelle che si otterrebbero considerando la massima azione trasmessa dal palo più caricato valutata con il programma GROUP.

Per questo motivo nel seguito le verifiche strutturali dell'avanzaterra vengono condotte, oltre che con riferimento ai risultati dell'analisi ad elementi finiti, anche con riferimento alla massima azione trasmessa dal palo più caricato valutata con il programma GROUP.

Per gli altri elementi delle sottostrutture (elevazioni e retrozattere) i risultati dell'analisi condotta con i programmi di calcolo ad elementi finiti sono invece rappresentativi delle situazioni più dimensionanti.

### 5.2.2 Strutture esistenti

Nell'ambito del progetto esecutivo del primo ampliamento (anno 2004) le spalle della struttura originaria in carreggiata nord (quella per la quale era previsto un significativo ampliamento dell'impalcato) vennero sottoposte ad un intervento di adeguamento sismico in virtù delle seguenti considerazioni:

- 1) Rispetto alle condizioni di esercizio, le forze per le quali le spalle della struttura originaria erano state dimensionate erano sostanzialmente corrispondenti a quelle ipotizzabili applicando le normative vigenti all'epoca del primo ampliamento;
- 2) Le forze sulle spalle determinate in base alle normative sismiche vigenti all'epoca del primo ampliamento risultavano notevolmente più alte di quelle per cui le spalle della struttura originaria erano state dimensionate.



In conseguenza di ciò, in tale progetto si procedette al rinforzo sismico delle spalle della struttura originaria ponendo in opera micropali ad andamento sub-orizzontale, vincolati al paramento di spalla, con funzione di tiranti passivi dimensionati per assorbire, da soli, tutte le forze orizzontali ipotizzabili per il sisma di progetto.

In questo modo si ottennero i seguenti risultati:

- 1) Si assicurava l'assorbimento di tutte le spinte orizzontali incrementate per effetto del sisma, senza alcun aggravio delle sollecitazioni sulle strutture originarie.
- 2) Si assicurava la resistenza del sistema anche per piccoli incrementi delle azioni orizzontali ipotizzabili nelle condizioni di esercizio (es. valore dell'azione di frenamento connesso alle normative vigenti, ecc.).

Nell'ambito del presente progetto si mantengono i criteri base di verifica ed adeguamento delle strutture esistenti già adottati per il progetto di primo ampliamento, facendo ovviamente riferimento a quanto previsto sia con riferimento alle condizioni di carico statiche che a quelle sismiche previste dalle normative ora vigenti (D.M. 17/01/2018).

I pali tipo FRANKI (DN 500 mm, lunghezza  $L = 10$  m) presenti sotto alla fondazione delle spalle originarie (non previsti nel progetto originale ma poi realizzati come variante costruttiva come risulta dalla documentazione di collaudo dell'epoca) non vengono considerati come fondazione profonda per la loro evidente inadeguatezza; qualora necessario la loro presenza verrà considerata nelle verifiche di capacità portante quale trattamento di consolidamento del terreno.

### 5.3 SPALLE AMPLIAMENTO 2 (NUOVA REALIZZAZIONE)

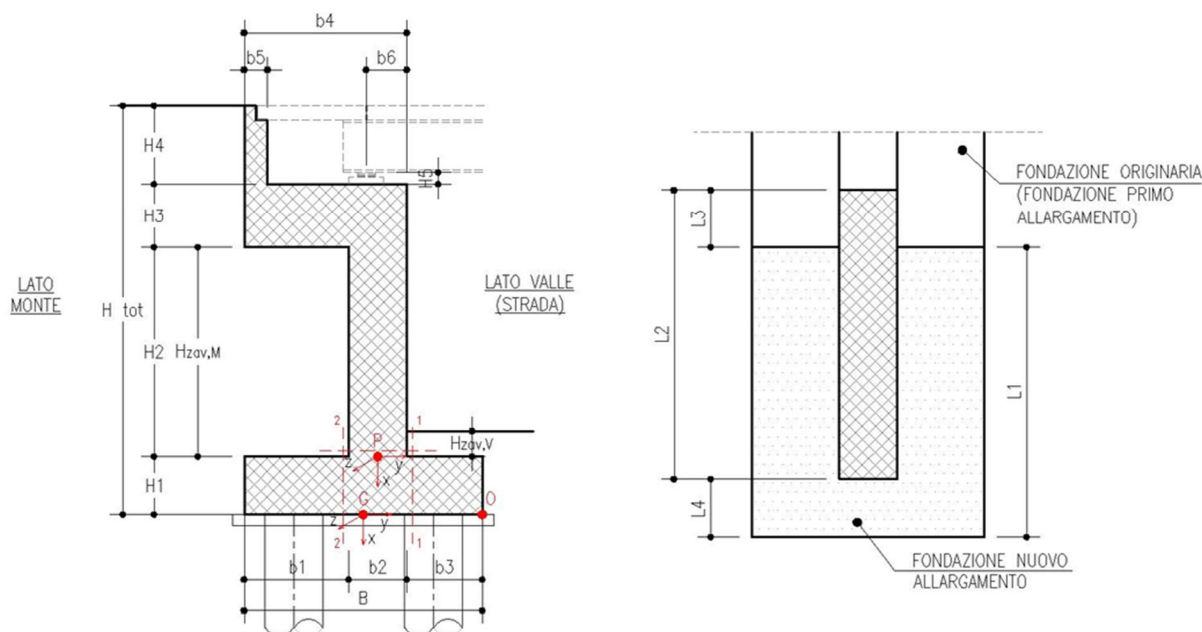
Secondo quanto esposto nei precedenti capitoli, in favore di sicurezza, la verifica è condotta unicamente per la spalla SUD lato BO (max altezza).

#### 5.3.1 Geometria di verifica

Si riportano di seguito le dimensioni di calcolo adottate per le spalle dell'allargamento 2.

SPALLA ANALIZZATA					
CARREGGIATA	SUD	FONDAZIONE		INDIRETTA	
DIREZIONE	BOLOGNA	CARICHI DA IMPALCATO		SCHEMA SEMPLIFICATO	
Geometrie delle sottostrutture in ampliamento					
L1		8.80	[m]	Larghezza zattera	
L2		8.73	[m]	Larghezza paramento	
L3		0.13	[m]	Risega su zattera esistente	
L4		0.20	[m]	Sbalzo zattera	
B		4.00	[m]	Lunghezza zattera	
b1		0.88	[m]	Lunghezza retrozattera	
b2		1.62	[m]	Spessore paramento	
b3		1.50	[m]	Lunghezza avanzattera	
b4		1.62	[m]	Lunghezza cordolo in c.a.	
b5		0.30	[m]	Spessore paraghiaia	
b6		0.80	[m]	Distanza asse appoggi da filo paramento (lato strada)	
H <sub>TOT</sub>		8.40	[m]	Altezza totale	
H1		1.00	[m]	Spessore zattera	
H2		6.03	[m]	Altezza paramento - a meno del paraghiaia	
H3		0.00	[m]	Spessore cordolo in c.a.	
H4		1.37	[m]	Altezza paraghiaia	
H5		0.30	[m]	Altezza baggiolo (valore medio)	
H <sub>zav_M</sub>		7.40	[m]	Altezza zavorra a tergo della spalla (lato monte)	
H <sub>zav_V</sub>		1.50	[m]	Altezza zavorra a fronte della spalla (lato valle = strada)	
Geometrie dell'impalcato in ampliamento					
Tipologia impalcato		SEZIONE MISTA: TRAVI IN CARPENTERIA METALLICA + SOLETTA C.A.			
B <sub>tot</sub>		32.85	[m]	Larghezza Totale Impalcato	
B <sub>imp</sub>		8.73	[m]	Larghezza Impalcato oggetto di Analisi	
L <sub>imp</sub>		10.60	[m]	Luce di calcolo impalcato (appoggio-appoggio)	
n <sub>T</sub>		4.00		Numero travi principali	
i <sub>T</sub>		2.00	[m]	Interasse travi principali	
A <sub>T</sub>		0.06	[m <sup>2</sup> ]	Sezione trave principale	
L <sub>tr</sub>		6.00	[m]	Lunghezza traversi	
n <sub>tr</sub>		5.00		numero traversi compresi quelli di testata	
A <sub>tr</sub>		0.03	[m <sup>2</sup> ]	sezione traverso	
H <sub>sol</sub>		0.25	[m]	spessore soletta in c.a.	
H <sub>pav</sub>		0.11	[m]	spessore pavimentazione da confermarsì	
H <sub>cord_sic</sub>		0.16	[m]	altezza cordolo sicurvia	
B <sub>cord_sic</sub>		1.25	[m]	larghezza cordolo sicurvia	
H <sub>cord_FOA</sub>		0.16	[m]	altezza cordolo FOA	
B <sub>cord_FOA</sub>		1.25	[m]	larghezza cordolo FOA	
H <sub>FOA</sub>		5.00	[m]	altezza FOA	
sb <sub>FOA</sub>		0.00	[m]	aggetto FOA	

Figura 5-1. Spalle - Dimensioni geometriche



Caratteristiche dei materiali						
$\gamma_{cls}$		25	[kN/m <sup>3</sup> ]			
$\gamma_{steel}$		78.5	[kN/m <sup>3</sup> ]			
$\gamma_{pav}$		22	[kN/m <sup>3</sup> ]			
q		20	[kN/m2]	sovraccarico accidentale da traffico		
Parametri geotecnici del terreno di rilevato						
$\gamma_{terreno}$		20	[kN/m <sup>3</sup> ]			
$\varphi'$ (M1)		35	[°]			
$\varphi'$ (M2)		29.26	[°]			
Parametri geotecnici del terreno di fondazione (solo per verifiche su fondazione diretta)						
$\gamma_{terreno}$		20	[kN/m <sup>3</sup> ]			
$\varphi$		38	[°]			
c'		0	[kPa]			

## CARATTERIZZAZIONE AZIONE SISMICA

Località: Opera 83T (Via Erbosa)

Vita nominale: VN 50 anni

Classe d'uso: IV

CU 2

Periodo di riferimento per azione sismica: VR 100 anni

Parametri sismici:

Stato limite	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$T_C^*$ [sec]	$F_0$
SLV	949	0.213	0.304	2.436

Categoria di sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

Accelerazione massima attesa al sito

Stato limite	$T_R$ [anni]	$S_S$	$S_T$	$a_{max}$ [g]
SLV	949	1.39	1.00	0.296

Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito  $\beta$  1.00

Coefficiente sismico orizzontale  $k_h$  0.296

Coefficiente sismico orizzontale  $k_v$  0.148

### Calcolo coefficiente sismico con teoria Mononobe-Okabe:

Sisma diretto verso l'alto: - kv

	[°]	[rad]
$\theta$	0.00	0.00
$\delta$	0.00	0.00
$\beta$	0.00	0.00
$\psi$	19.16	0.33
$\varphi$ - M1	35.00	0.61
$\varphi$ - M2	29.26	0.51
<b><math>k_{AE}</math> - M1</b>	<b>0.52</b>	
<b><math>k_{AE}</math> - M2</b>	<b>0.64</b>	

Sisma diretto verso il basso: + kv

	[°]	[rad]
$\theta$	0.00	0.00
$\delta$	0.00	0.00
$\beta$	0.00	0.00
$\psi$	14.46	0.25
$\varphi$ - M1	35.00	0.61
$\varphi$ - M2	29.26	0.51
<b><math>k_{AE}</math> - M1</b>	<b>0.44</b>	
<b><math>k_{AE}</math> - M2</b>	<b>0.54</b>	

### 5.3.2 Analisi dei carichi

Si riportano nelle tabelle seguenti i valori delle azioni trasmesse dall'impalcato per metro lineare di spalla ottenuti da una analisi semplificata dell'impalcato. (Il momento  $M_z$  è riferito al baricentro della fondazione della spalla).

	COORDINATE APPOGGIO RISPETTO SISTEMA DI RIFERIMENTO IN <b>FONDAZIONE</b>		AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO		
	$x_G$	$y_G$	$R_x$	$R_y$	$M_z$
	[m]	[m]	[KN/m]	[KN/m]	[KNm/m]
Peso Proprio	-7.33	-0.3	51	0	15
Cordolo	-7.33	-0.3	6	0	2
FOA	-7.33	-0.3	4	0	1
Guardrail	-7.33	-0.3	1	0	0
Pavimentazione	-7.33	-0.3	9	0	3
Vento	-7.33	-0.3	0	0	0
Neve	-7.33	-0.3	0	0	0
Tandem 1	-7.33	-0.3	113	0	34
Tandem 2	-7.33	-0.3	1	0	0
Distribuito	-7.33	-0.3	21	0	6
Frenatura	-7.33	-0.3	0	12	-87
Resistenza passiva dei vincoli	-7.33	-0.3	0	4	-26
Sisma dir. orizz.	-7.33	-0.3	0	52	-378
Sisma dir. vert.	-7.33	-0.3	15	0	4

Figura 5-2. Spalle - Analisi dei carichi trasmessi dall'impalcato

Si riporta di seguito una tabella riepilogativa di confronto fra le azioni sugli appoggi trasmesse dall'impalcato nel modello FEM e quelle ottenute dall'analisi semplificata sopra descritta ed utilizzata nel seguito per l'analisi e la verifica della spalla.

C.C.	Descrizione
1	Peso proprio (travi e soletta)
2	Pesi permanenti (pavimentazione, cordoli, guardrail)
3	Vento su FOA in direzione Y+
4	Vento su FOA in direzione Y-
5	Neve
6	Carico distribuito da traffico
7	Carico tandem per massimo momento
8	Carico tandem per massimo taglio (in prossimità appoggio)

**A = modello FEM**

**B = schemi semplificati**

C.C. (1)	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
A	0	0	423	0	0	0
B	0	0	448	0	0	0

La differenza di 25kN su Fz è trascurabile ai fini del calcolo.

C.C. (2)	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
A	0	0	186	0	0	0
B	0	0	176	0	0	0

La differenza di -10kN su Fz è trascurabile ai fini del calcolo.

C.C. (3)	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
A	3.4	76	-2.3	0	0	0
B	0	0	1	0	0	0

Come premesso nella procedura di verifica, l'analisi delle sottostrutture è di tipo "bidimensionale": non si considerano, infatti, gli effetti prodotti dalle azioni agenti in direzione trasversale rispetto all'asse longitudinale dell'impalcato (Fy).

L'azione Fx non è significativa.

La differenza di 3.3kN su Fz è trascurabile ai fini del calcolo.

C.C. (4)	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
A	3.4	76	0.16	0	0	0
B	0	0	1	0	0	0

Come premesso nella procedura di verifica, l'analisi delle sottostrutture è di tipo "bidimensionale": non si considerano, infatti, gli effetti prodotti dalle azioni agenti in direzione trasversale rispetto all'asse longitudinale dell'impalcato (Fy).

L'azione Fx non è significativa.

La differenza di 0.84kN su Fz è trascurabile ai fini del calcolo.

C.C. (5)	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
A	0	0	0.16	0	0	0
B	0	0	0	0	0	0

Il carico da neve considerato nell'analisi dell'impalcato mediante il modello FEM è relativo alle fasi di esecuzione. Non influisce sull'analisi delle sottostrutture nelle condizioni di esercizio e sismiche.

C.C. (6)	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
A	0	0	235	0	0	0
B	0	0	186	0	0	0

La differenza di -49kN su Fz è dovuta al carico da folla (2,5kN/mq con carichi da traffico veicolare) sull'intera porzione di impalcato occupata da sicurtà e FOA.

L'ipotesi è conservativa per l'analisi dell'impalcato ma giustificata dalla ricorrente presenza dello sbalzo laterale della soletta. Può essere, invece, correttamente trascurata in fase di analisi delle sottostrutture.

C.C. (7)	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
A	0	0	494	0	0	0
B	0	0	0	0	0	0

Condizione di carico non significativa ai fini delle analisi delle sottostrutture.

C.C. (8)	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
A	0	0	911	0	0	0
B	0	0	991	0	0	0

La differenza di 80kN su Fz è trascurabile ai fini del calcolo.

Vengono considerate nell'analisi, sulla base delle analisi dei carichi riportate nei capitoli precedenti, le seguenti condizioni di carico elementari

Nome	Descrizione			$\gamma$	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	$\psi_{sis}$
C1	Carichi permanenti - strutturali e non	G1	fav/sfav	1/1.35	\	\	\	\
C2	Zavorra stabilizzante a tergo spalla	G1	fav	1	\	\	\	\
C3	Spinta delle terre - riposo	G1	Sfav	1.35	\	\	\	\
C4a	Carichi variabili da traffico - Sovr. accidentale verticale su spalla	Qk	fav	0	0.75	0.75	0.2	0.2
C4b	Carichi variabili da traffico - Sovraccarico spingente su spalla	Qk	sfav	1.35	0.75	0.75	0.2	0.2
C4c	Carichi variabili da traffico - Carico tandem su impalcato - conf.1	Qk	fav/sfav	0/1.35	0.75	0.75	0.2	0.2
C4d	Carichi variabili da traffico - Carico tandem su impalcato - conf.2	Qk	0	0/1.35	0.75	0.75	0.2	0.2
C4e	Carichi variabili da traffico - Carico distribuito su impalcato	Qk	fav/sfav	0/1.35	0.4	0.4	0.2	0.2
C5	Frenatura	Qk	sfav	1.35	0	0	0	0
C6	Resistenza passiva dei vincoli	Qk	sfav	1.35	\	\	\	\
C7	Frenatura su paraghiaia	Qk	sfav	1.5	0	0	0	0
CS1 (-kv)	Forze inerzia legate a carichi strutturali e non (+kh / -kv)	G1sis	sfav	1	\	\	\	\
CS1 (+kv)	Forze inerzia legate a carichi strutturali e non (+kh / +kv)	G1sis	sfav	1	\	\	\	\
CS2 (-kv)	Spinta (dinamica) delle terre - attiva (-kv)	G1sis terre	sfav	1	\	\	\	\
CS2 (+kv)	Spinta (dinamica) delle terre - attiva (+kv)	G1sis terre	sfav	1	\	\	\	\

Si riportano di seguito, per ciascuna condizione di carico elementare, i valori dei carichi e delle pressioni applicati a nodi ed aste del modello FEM (per i carichi nodali in direzione Z il verso è positivo se diretto verso il basso).

## Carichi

### Condizioni di carico elementari

#### Simbologia

CCE	= Numero della condizione di carico elementare
Comm.	= Commento
Tipo CCE	= Tipo di CCE per calcolo agli stati limite
Sic.	= Contributo alla sicurezza
	F = a favore
	S = a sfavore
	A = ambigua
Var.	= Tipo di variabilità
	B = di base
	I = indipendente
	A = ambigua
Dir.	= Direzione del vento
Tipo	= Tipologia di pressione vento
	M = Massimizzata
	E = Esterna
	I = Interna
Mx	= Moltiplicatore della massa in dir. X
My	= Moltiplicatore della massa in dir. Y
Mz	= Moltiplicatore della massa in dir. Z
Jpx	= Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse X
Jpy	= Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse Y
Jpz	= Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse Z

CCE	Comm.	Tipo CCE	Sic.	Var.	Dir. <grad>	Tipo	Mx	My	Mz	Jpx	Jpy	Jpz
1	peso proprio strutture	1 D.M. 08 Permanenti strutturali	S	--	--	--	1	1	0	0	0	1
2	permanententi spalla	2 D.M. 08 Permanenti non strutturali	S	--	--	--	1	1	0	0	0	1
3	spinta terreno	2 D.M. 08 Permanenti non strutturali	S	--	--	--	1	1	0	0	0	1
4	Accidentali tergo spalla verticali	20 NTC2008 - accidentali traffico	S	B	--	--	1	1	0	0	0	1
5	Accidentali traffico tergo spalla orizzontali	20 NTC2008 - accidentali traffico	S	B	--	--	1	1	0	0	0	1
6	Accidentali tandem1	20 NTC2008 - accidentali traffico	S	B	--	--	1	1	0	0	0	1
7	accidentali tandem2	20 NTC2008 - accidentali traffico	S	B	--	--	1	1	0	0	0	1
8	accidentali traffico distribuiti	20 NTC2008 - accidentali traffico	S	B	--	--	1	1	0	0	0	1
9	Traffico frenatura	20 NTC2008 - accidentali traffico	S	B	--	--	1	1	0	0	0	1
10	Azioni parassite vincoli	13 D.M. 08 Variabili Variazioni termiche	S	B	--	--	1	1	0	0	0	1
11	Frenatura su paraghiaia	20 NTC2008 - accidentali traffico	S	B	--	--	1	1	0	0	0	1
12	Sisma inerzie spalla +kv	21 NTC2008 - sisma	S	--	--	--	1	1	0	0	0	1
13	Sisma inerzie spalla - kv	21 NTC2008 - sisma	S	--	--	--	1	1	0	0	0	1
14	Sisma spinta sismica +kv	21 NTC2008 - sisma	S	--	--	--	1	1	0	0	0	1
15	Sisma spinta sismica -kv	21 NTC2008 - sisma	S	--	--	--	1	1	0	0	0	1

#### Elenco carichi nodi

Condizione di carico n. 1: peso proprio strutture

Carichi concentrati



#### Simbologia

Nodo = Numero del nodo  
Px = Componente X della forza applicata  
Py = Componente Y della forza applicata  
Pz = Componente Z della forza applicata  
Mx = Momento intorno all'asse X  
My = Momento intorno all'asse Y  
Mz = Momento intorno all'asse Z

Nodo	Px <kN>	Py <kN>	Pz <kN>	Mx <kNm>	My <kNm>	Mz <kNm>
203	0	0	71.5	0	0	0

#### Elenco carichi nodi

Condizione di carico n. 6: Accidentali tandem1

##### Carichi concentrati

Nodo	Px <kN>	Py <kN>	Pz <kN>	Mx <kNm>	My <kNm>	Mz <kNm>
203	0	0	113.47	0	0	0

#### Elenco carichi nodi

Condizione di carico n. 7: accidentali tandem2

##### Carichi concentrati

Nodo	Px <kN>	Py <kN>	Pz <kN>	Mx <kNm>	My <kNm>	Mz <kNm>
203	0	0	1.08	0	0	0

#### Elenco carichi nodi

Condizione di carico n. 8: accidentali traffico distribuiti

##### Carichi concentrati

Nodo	Px <kN>	Py <kN>	Pz <kN>	Mx <kNm>	My <kNm>	Mz <kNm>
203	0	0	21.29	0	0	0

#### Elenco carichi nodi

Condizione di carico n. 9: Traffico frenatura

##### Carichi concentrati

Nodo	Px <kN>	Py <kN>	Pz <kN>	Mx <kNm>	My <kNm>	Mz <kNm>
203	-11.83	0	0	0	0	0

#### Elenco carichi nodi

Condizione di carico n. 10: Azioni parassite vincoli

##### Carichi concentrati

Nodo	Px <kN>	Py <kN>	Pz <kN>	Mx <kNm>	My <kNm>	Mz <kNm>
203	-3.58	0	0	0	0	0

#### Elenco carichi nodi

Condizione di carico n. 11: Frenatura su paraghiaia

##### Carichi concentrati

Nodo	Px <kN>	Py <kN>	Pz <kN>	Mx <kNm>	My <kNm>	Mz <kNm>
301	-46	0	0	0	0	0

#### Elenco carichi nodi

Condizione di carico n. 12: Sisma inerzie spalla +kv

##### Carichi concentrati

Nodo	Px <kN>	Py <kN>	Pz <kN>	Mx <kNm>	My <kNm>	Mz <kNm>
203	-51.57	0	-92.86	0	0	0

#### Elenco carichi nodi

Condizione di carico n. 13: Sisma inerzie spalla - kv

##### Carichi concentrati

Nodo	Px <kN>	Py <kN>	Pz <kN>	Mx <kNm>	My <kNm>	Mz <kNm>
203	-51.57	0	92.86	0	0	0

#### Elenco carichi aste

Condizione di carico n. 1: peso proprio strutture

##### Elenco peso proprio aste

#### Simbologia

Sez. = Numero della sezione  
Comm. = Commento  
A = Area  
Mat. = Materiale  
P = Peso specifico  
PL = Peso specifico a metro lineare

Sez.	Comm.	A <mq>	Mat.	P <kN/mc>	PL <kN/m>
1	fondazione	1.000000	Calcestruzzo	25	25
2	elevazione	1.620000	Calcestruzzo	25	40.5
4	paraghiaia	0.300000	Calcestruzzo	25	7.5
5	rigida fondazione	1.000000	Calcestruzzo	25	25
6	rigida elevazione	1.620000	Cls rigido senza peso	0.1	0.16

#### Elenco carichi aste

Condizione di carico n. 1: peso proprio strutture

#### Carichi distribuiti

##### Simbologia

Asta = Numero dell'asta  
N1 = Nodo iniziale  
N2 = Nodo finale  
E = Elemento provenienza del carico  
S = Solaio  
T = Tamponatura  
NE = Numero elemento di provenienza del carico  
T = Tipo di carico  
QA = Primo carico accidentale  
QA2 = Secondo carico accidentale  
QA3 = Terzo carico accidentale  
QPS = Carico permanente strutturale  
QPN = Carico permanente non strutturale  
VE = Vento  
M = Manuale  
DC = Direzione del carico  
XG,YG,ZG = secondo gli assi globali  
XL,YL,ZL = secondo gli assi locali  
Xi = Distanza iniziale  
Qi = Carico iniziale  
Xf = Distanza finale  
Qf = Carico finale

Asta	N1	N2	E	NE	T	DC	Xi <m>	Qi <kN/m>	Xf <m>	Qf <kN/m>
504	-4	8	S	--	M	ZG	0	30	0.55	30
504	9	10	S	--	M	ZG	0	30	0.4	30

Asta	N1	N2	E	NE	T	DC	Xi <m>	Qi <kN/m>	Xf <m>	Qf <kN/m>
504	8	9	S	--	M	ZG	0	30	0.8	30

#### Elenco carichi aste

Condizione di carico n. 2: permanenti spalla

#### Carichi distribuiti

Asta	N1	N2	E	NE	T	DC	Xi <m>	Qi <kN/m>	Xf <m>	Qf <kN/m>
501	3	4	S	--	M	ZG	0	148	0.4	148

Asta	N1	N2	E	NE	T	DC	Xi <m>	Qi <kN/m>	Xf <m>	Qf <kN/m>
501	4	5	S	--	M	ZG	0	148	0.48	148

#### Elenco carichi aste

Condizione di carico n. 3: spinta terreno

#### Carichi distribuiti

Asta	N1	N2	E	NE	T	DC	Xi <m>	Qi <kN/m>	Xf <m>	Qf <kN/m>
1	101	301	S	--	M	XG	0	-11.68	1.37	0
31	-3	102	S	--	M	XG	0	-33.26	2.53	-11.68
33	-1	-2	S	--	M	XG	0	-63.11	1.5	-50.32

Asta	N1	N2	E	NE	T	DC	Xi <m>	Qi <kN/m>	Xf <m>	Qf <kN/m>
4	2	-1	S	--	M	XG	0	-71.64	1	-63.11
32	-2	-3	S	--	M	XG	0	-50.32	2	-33.26

#### Elenco carichi aste

Condizione di carico n. 4: Accidentali tergo spalla verticali

#### Carichi distribuiti

Asta	N1	N2	E	NE	T	DC	Xi <m>	Qi <kN/m>	Xf <m>	Qf <kN/m>
501	3	4	S	--	M	ZG	0	20	0.4	20

Asta	N1	N2	E	NE	T	DC	Xi <m>	Qi <kN/m>	Xf <m>	Qf <kN/m>
501	4	5	S	--	M	ZG	0	20	0.48	20

#### Elenco carichi aste

Condizione di carico n. 5: Accidentali traffico tergo spalla orizzontali

#### Carichi distribuiti

Asta	N1	N2	E	NE	T	DC	Xi <m>	Qi <kN/m>	Xf <m>	Qf <kN/m>
1	101	301	S	--	M	XG	0	-8.53	1.37	-8.53
31	-3	102	S	--	M	XG	0	-8.53	2.53	-8.53
33	-1	-2	S	--	M	XG	0	-8.53	1.5	-8.53

Asta	N1	N2	E	NE	T	DC	Xi <m>	Qi <kN/m>	Xf <m>	Qf <kN/m>
4	2	-1	S	--	M	XG	0	-8.53	1	-8.53
32	-2	-3	S	--	M	XG	0	-8.53	2	-8.53

**Elenco carichi aste**

Condizione di carico n. 12: Sisma inerzie spalla +kv

**Carichi distribuiti**

Asta	N1	N2	E	NE	T	DC	Xi <m>	Qi <kN/m>	Xf <m>	Qf <kN/m>
1	101	301	S	--	M	XG	0	-7.42	1.37	-7.42
32	-2	-3	S	--	M	XG	0	-17.18	2	-17.18
501	3	4	S	--	M	XG	0	-7.39	0.4	-7.39
503	5	6	S	--	M	XG	0	-7.39	0.32	-7.39
503	2	7	S	--	M	XG	0	-7.39	0.31	-7.39
504	-4	8	S	--	M	XG	0	-16.26	0.55	-16.26
504	9	10	S	--	M	XG	0	-16.26	0.4	-16.26

Asta	N1	N2	E	NE	T	DC	Xi <m>	Qi <kN/m>	Xf <m>	Qf <kN/m>
31	-3	102	S	--	M	XG	0	-17.18	2.53	-17.18
33	-1	-2	S	--	M	XG	0	-17.18	1.5	-17.18
501	4	5	S	--	M	XG	0	-7.39	0.48	-7.39
503	6	2	S	--	M	XG	0	-7.39	0.49	-7.39
503	7	-4	S	--	M	XG	0	-7.39	0.25	-7.39
504	8	9	S	--	M	XG	0	-16.26	0.8	-16.26

**Elenco carichi aste**

Condizione di carico n. 13: Sisma inerzie spalla - kv

**Carichi distribuiti**

Asta	N1	N2	E	NE	T	DC	Xi <m>	Qi <kN/m>	Xf <m>	Qf <kN/m>
1	101	301	S	--	M	XG	0	-7.42	1.37	-7.42
32	-2	-3	S	--	M	XG	0	-17.18	2	-17.18
501	3	4	S	--	M	XG	0	-7.39	0.4	-7.39
503	5	6	S	--	M	XG	0	-7.39	0.32	-7.39
503	2	7	S	--	M	XG	0	-7.39	0.31	-7.39
504	-4	8	S	--	M	XG	0	-16.26	0.55	-16.26
504	9	10	S	--	M	XG	0	-16.26	0.4	-16.26

Asta	N1	N2	E	NE	T	DC	Xi <m>	Qi <kN/m>	Xf <m>	Qf <kN/m>
31	-3	102	S	--	M	XG	0	-17.18	2.53	-17.18
33	-1	-2	S	--	M	XG	0	-17.18	1.5	-17.18
501	4	5	S	--	M	XG	0	-7.39	0.48	-7.39
503	6	2	S	--	M	XG	0	-7.39	0.49	-7.39
503	7	-4	S	--	M	XG	0	-7.39	0.25	-7.39
504	8	9	S	--	M	XG	0	-16.26	0.8	-16.26

**Elenco carichi aste**

Condizione di carico n. 14: Sisma spinta sismica +kv

**Carichi distribuiti**

Asta	N1	N2	E	NE	T	DC	Xi <m>	Qi <kN/m>	Xf <m>	Qf <kN/m>
1	101	301	S	--	M	XG	0	-14.7	1.37	-14.7
31	-3	102	S	--	M	XG	0	-14.7	2.53	-14.7
33	-1	-2	S	--	M	XG	0	-14.7	1.5	-14.7

Asta	N1	N2	E	NE	T	DC	Xi <m>	Qi <kN/m>	Xf <m>	Qf <kN/m>
4	2	-1	S	--	M	XG	0	-14.7	1	-14.7
32	-2	-3	S	--	M	XG	0	-14.7	2	-14.7

**Elenco carichi aste**

Condizione di carico n. 15: Sisma spinta sismica -kv

**Carichi distribuiti**

Asta	N1	N2	E	NE	T	DC	Xi <m>	Qi <kN/m>	Xf <m>	Qf <kN/m>
1	101	301	S	--	M	XG	0	-19.75	1.37	-19.75
31	-3	102	S	--	M	XG	0	-19.75	2.53	-19.75
33	-1	-2	S	--	M	XG	0	-19.75	1.5	-19.75

Asta	N1	N2	E	NE	T	DC	Xi <m>	Qi <kN/m>	Xf <m>	Qf <kN/m>
4	2	-1	S	--	M	XG	0	-19.75	1	-19.75
32	-2	-3	S	--	M	XG	0	-19.75	2	-19.75

Si riportano nella tabella seguente i valori complessivi, suddivisi per singola condizione di carico elementare, delle forze agenti sulla struttura di spalla, utilizzati per verifica delle reazioni vincolari del modello.

**ANALISI DEI CARICHI SOTTOSTRUTTURA - CONDIZIONI DI ESERCIZIO / SISMICHE**

**(C1): Pesi propri - strutturali e non**

Descrizione	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]
Fondazione	-0.50	0.00	100.00	0.00
Paramento	-4.02	-0.31	244.22	0.00
Cordolo in c.a.	-7.03	-0.31	0.00	0.00
Paraghiaia	-7.72	-0.97	10.28	0.00
Zavorra lato valle	-1.75	1.25	45.00	0.00
<b>TOTALE</b>			<b>399</b>	<b>0</b>

**(C2): Zavorra stabilizzante**

Descrizione	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]
Zavorra a tergo	-4.70	-1.56	130	0

**(C3): Spinta delle terre - riposo**

Comb.	$k_0$	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]
M1	0.43	-2.80	0.00	0	301
M2	0.51	-2.80	0.00	0	361

**(C4): Sovraccarico accidentale**

Componente verticale	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]
Sovraccarico accidentale (4a)	0.00	-1.56	18	0

Componente orizzontale	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]
Sovr. accidentale (4b) M1	-4.20	0.00	0	72
Sovr. accidentale (4b) M2	-4.20	0.00	0	86

**(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non**

	$k_h$	0.296
	$k_v$	0.148

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Descrizione	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]
Fondazione	-0.50	0.00	-14.78	29.56
Paramento	-4.02	-0.31	-36.10	72.20
Cordolo in c.a.	-7.03	-0.31	0.00	0.00
Paraghiaia	-7.72	-0.97	-1.52	3.04
Zavorra a tergo	-4.70	-1.56	-19.25	38.50
Zavorra lato valle	-1.75	1.25	-6.65	13.30
<b>TOTALE</b>			<b>-78</b>	<b>157</b>

Sisma diretto verso il basso: + kv

Descrizione	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]
Fondazione c.a.	-0.50	0.00	14.78	29.56
Paramento c.a.	-4.02	-0.31	36.10	72.20
Trave in c.a.	-7.03	-0.31	0.00	0.00
Paraghiaia in c.a.	-7.72	-0.97	1.52	3.04
Zavorra a tergo	-4.70	-1.56	19.25	38.50
Zavorra lato valle	-1.75	1.25	6.65	13.30
<b>TOTALE</b>			<b>78</b>	<b>157</b>

**(CS2): Spinta (dinamica) delle terre - attiva**

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Comb.	$k_a$	$k_{AE}$	$S_a$ [kN/m]	$S_{AE}$ [kN/m]	$\Delta S$ [kN/m]
M1	0.27	0.52	191.21	314.67	123
M2	0.34	0.64	242.33	385.40	143

Sisma diretto verso il basso: + kv

Comb.	$k_a$	$k_{AE}$	$S_a$ [kN/m]	$S_{AE}$ [kN/m]	$\Delta S$ [kN/m]
M1	0.27	0.44	191.21	357.14	166
M2	0.34	0.54	242.33	436.93	195

### 5.3.3 Combinazioni di calcolo

Sulla base delle singole condizioni di carico elementari e dei diversi coefficienti parziali di sicurezza sono state predisposte le seguenti Combinazioni di calcolo per la verifica degli elementi strutturali.

DESCRIZIONE	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione				sismica	
	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	Traffico +	Traffico -
COMBINAZIONE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
C1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C3	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00
C4a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C4b	1.35	1.35	1.01	1.01	1.35	1.35	1.01	1.01	0.20	0.20
C4c	0.00	1.35	1.01	0.00	0.00	1.35	1.01	0.00	0.20	0.20
C4d	0.00	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00
C4e	0.00	1.35	0.54	0.54	0.00	1.35	0.54	0.54	0.20	0.20
C5	0.00	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00
C6	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00
C7	0.00	0.00	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	1.35	0.00	0.00
CS1 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
CS1 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
CS2 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
CS2 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00

Rara				frequente	
no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1
11	12	13	14	15	16
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75
0.00	1.00	0.75	0.00	0.00	0.75
0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00
0.00	1.00	0.40	0.40	0.00	0.40
0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Figura 5-3. Spalle - Combinazioni di calcolo SLU ed SLE per verifica elementi strutturali

### 5.3.4 Modello di calcolo

Come descritto al Capitolo 2.2 il calcolo delle sollecitazioni è stato condotto tramite un semplice modello FEM 2D della spalla il cui schema è riportato nelle pagine seguenti; il modello è costituito da nodi ed elementi beam; i vincoli sono costituiti da molle che simulano i micropali di sottofondazione; la rigidità delle molle sia in direzione verticale sia in direzione orizzontale è stata determinata sulla base della effettiva deformabilità dei terreni attraversati dai micropali.

Al modello sono stati quindi applicati i carichi delle Condizioni di Carico Elementari descritti ed elencati al paragrafo precedente; i risultati ottenuti dall'analisi sono stati infine combinati per ottenere le Combinazioni di carico di verifica.

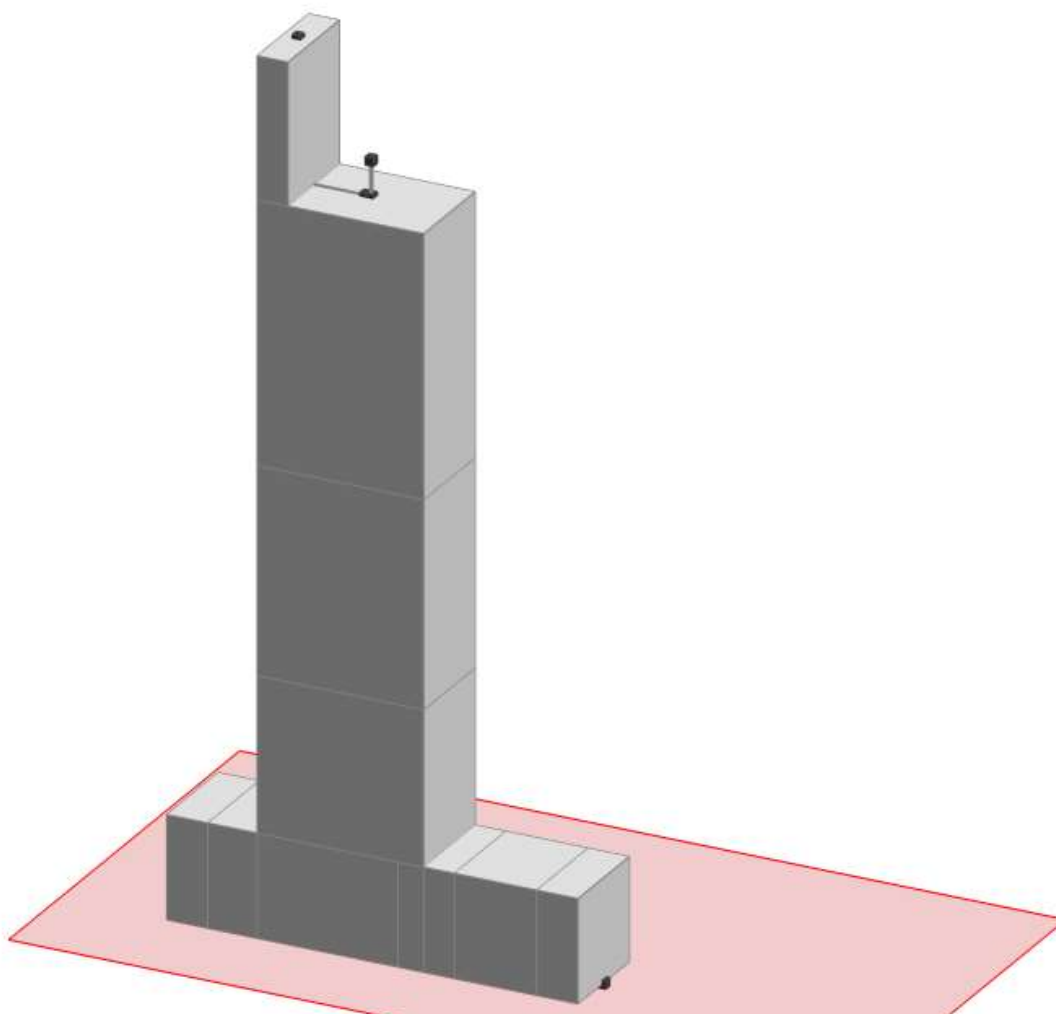


Figura 5-4. Spalle - Modello FEM –Vista solida

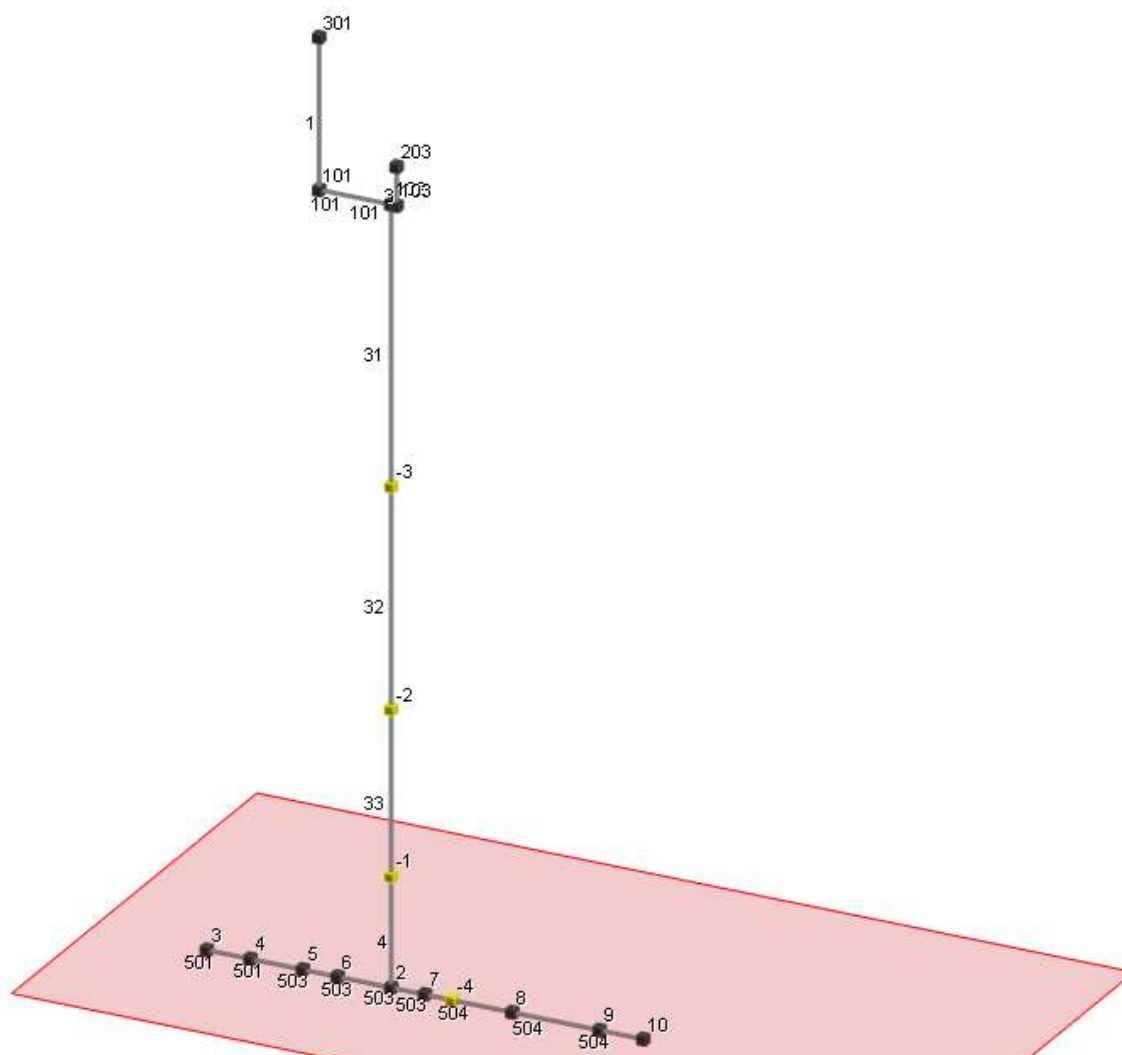
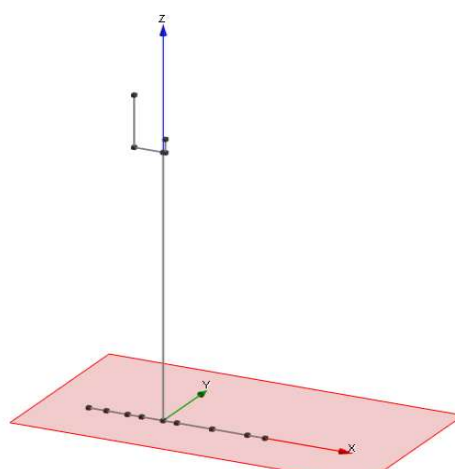


Figura 5-5. Spalle - Modello FEM - numerazione nodi e aste



*Figura 5-6. Spalle - Modello FEM – Sistema di riferimento globale*



### 5.3.4.1 Sollecitazioni risultanti sul paramento

Si riportano di seguito le sollecitazioni agenti sul paramento per le diverse combinazioni di calcolo esaminate.

#### Sollecitazioni aste

##### Simbologia

Asta = Numero dell'asta  
N1 = Nodo1  
N2 = Nodo2  
CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari  
X = Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale  
N = Sforzo normale  
Ty = Taglio in dir. Y  
Mz = Momento flettente intorno all'asse Z  
Tz = Taglio in dir. Z  
My = Momento flettente intorno all'asse Y  
Mx = Momento torcente intorno all'asse X

Asta	N1	N2		X <m>	N <kN>	CC	Ty <kN>	CC	Mz <kNm>	CC	Tz <kN>	CC	My <kNm>	CC	Mx <kNm>	CC
31	-3	102	Max	0	-144.84	9	0	1	0	1	257.32	10	-135.07	15	0	1
31	-3	102	Max	2.53	-42.37	9	0	1	0	1	102.72	10	-2.73	15	0	1
31	-3	102	Min.	0	-466.43	2	0	1	0	1	93.38	15	-491.8	10	0	1
31	-3	102	Min.	2.53	-328.1	2	0	1	0	1	20.34	15	-92.23	8	0	1
32	-2	-3	Max	0	-225.84	9	0	1	0	1	418.17	10	-412.52	15	0	1
32	-2	-3	Max	2	-144.84	9	0	1	0	1	257.32	10	-135.07	15	0	1
32	-2	-3	Min.	0	-575.78	2	0	1	0	1	189.75	15	-1161.6	10	0	1
32	-2	-3	Min.	2	-466.43	2	0	1	0	1	93.38	15	-491.8	10	0	1
33	-1	-2	Max	0	-286.59	9	0	1	0	1	561.2	10	-765.75	15	0	1
33	-1	-2	Max	1.5	-225.84	9	0	1	0	1	418.17	10	-412.52	15	0	1
33	-1	-2	Min.	0	-657.79	2	0	1	0	1	284.42	15	-1893.73	10	0	1
33	-1	-2	Min.	1.5	-575.78	2	0	1	0	1	189.75	15	-1161.6	10	0	1

Si riportano di seguito gli inviluppi dei diagrammi delle azioni allo SLU per le aste del paramento

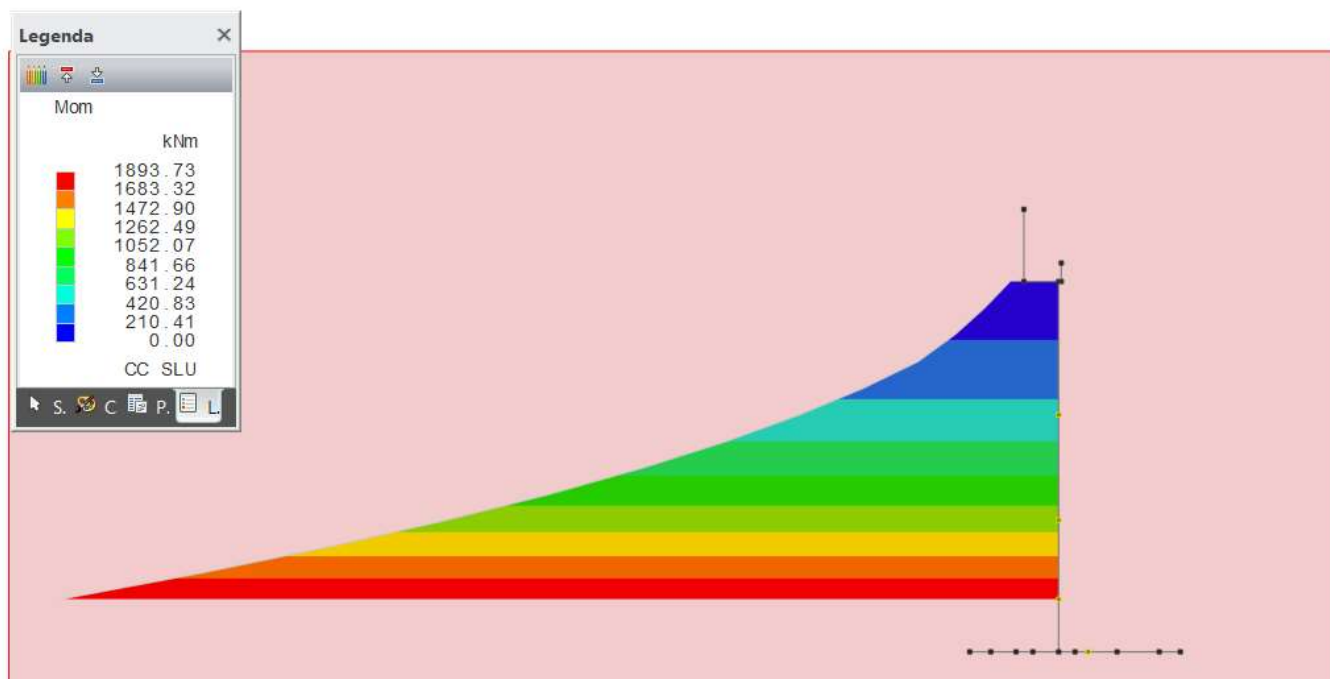


Figura 5-7. Spalle - Modello FEM – Inviluppo momenti SLU paramento

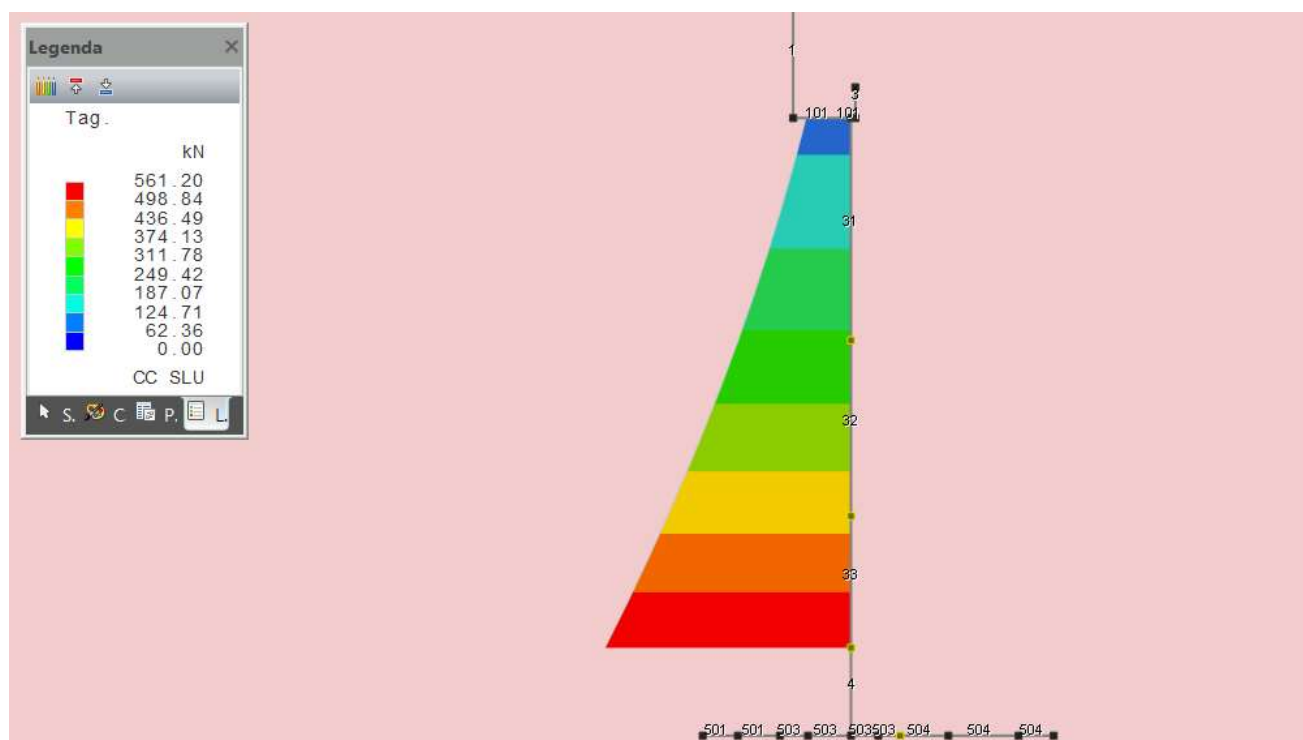


Figura 5-8. Spalle - Modello FEM – Involuppo taglio SLU paramento

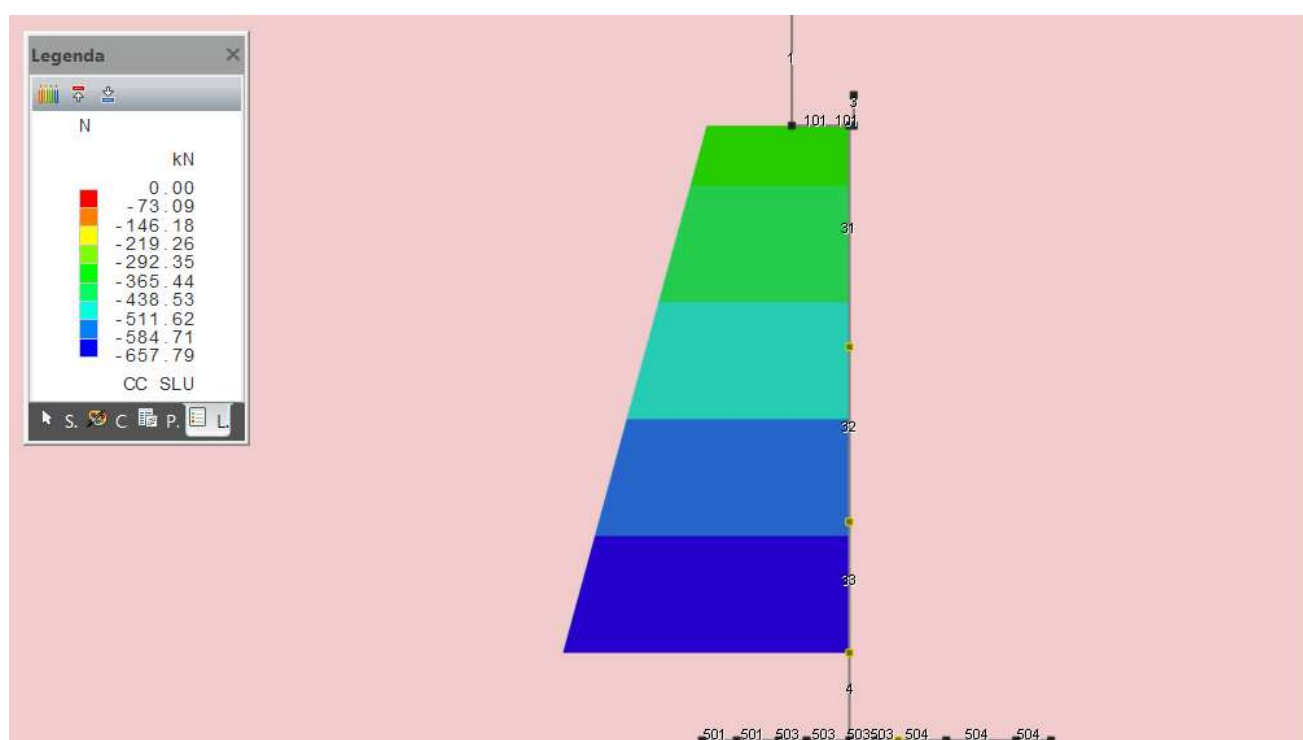


Figura 5-9. Spalle - Modello FEM – Involuppo Azione assiale SLU paramento

### 5.3.4.2 Verifiche strutturali del paramento

Si considerano le seguenti armature:

- Armatura verticale – lato controterra: 1Ø26/20cm + 1Ø22/40cm
- Armatura verticale – lato strada: 1Ø26/20cm
- Armatura a taglio: spilli 1Ø16/40x40cm

Si riportano di seguito:

- Verifica a presso-flessione della sezione di incastro
- Verifica a taglio della sezione di incastro
- Verifica a fessurazione della sezione di incastro

### Verifiche sezioni aste

#### SPA\_ELEV

#### SEZ\_ELEVAZIONE

##### Simbologia

Caso	= Caso di verifica
CC	= Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
X	= Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale
TCC	= Tipo di combinazione di carico
SLU	= Stato limite ultimo
SLU S	= Stato limite ultimo (azione sismica)
SLE R	= Stato limite d'esercizio, combinazione rara
SLE F	= Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
SLE Q	= Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
SLD	= Stato limite di danno
SLV	= Stato limite di salvaguardia della vita
SLC	= Stato limite di prevenzione del collasso
SLO	= Stato limite di operatività
SLU I	= Stato limite di resistenza al fuoco
N	= Sforzo normale
My	= Momento flettente intorno all'asse Y
Mz	= Momento flettente intorno all'asse Z
Nu	= Sforzo normale ultimo
Myu	= Momento ultimo intorno all'asse Y
Mzu	= Momento ultimo intorno all'asse Z
Rott.	= Tipo di rottura
1-2	= Rott. acciaio: $\epsilon_y = \epsilon_{yd}$ , $\epsilon_c < \epsilon_{cu}$
2-3	= Rott. cls: $\epsilon_y < \epsilon_{yd}$ , $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$
3-4	= Rott. cls: $\epsilon_{co} < \epsilon_c < \epsilon_{cu}$
$\alpha$	= Angolo asse neutro a rottura
$\epsilon_c$	= Deformazione nel calcestruzzo (*1000)
TS	= Modalità di calcolo sicurezza
N/e	= N costante ed eccentricità costante
My/e	= My costante ed eccentricità costante
My/N	= My e N costante
Mz/e	= Mz costante ed eccentricità costante
Mz/N	= Mz e N costante
Sic.	= Sicurezza a rottura
AfT	= Area di ferro tesa
AfC	= Area di ferro compressa
$\sigma_c$	= Tensione nel calcestruzzo
$\sigma_f$	= Tensione nel ferro
c	= Ricoprimento dell'armatura
s	= Distanza minima tra le barre
K3	= Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione
$s_{rm}$	= Distanza media tra le fessure
$\phi$	= Diametro della barra
$A_s$	= Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
$A_{c\ eff}$	= Area di calcestruzzo efficace
$\sigma_s$	= Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
$\sigma_{sr}$	= Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo
$\epsilon_{sm}$	= Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)
Wk	= Apertura delle fessure
Ty	= Taglio in dir. Y
Tz	= Taglio in dir. Z
bw	= Larghezza membratura resistente al taglio
Asw	= Area armatura trasversale

Vsdu = Taglio agente nella direzione del momento ultimo  
 ctgθ = Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo  
 VRcd = Taglio ultimo lato calcestruzzo  
 VRsd = Taglio ultimo lato armatura  
 Asta = Numero dell'asta  
 N1 = Nodo iniziale  
 N2 = Nodo finale  
 Tipo = Tipo di verifica effettuata  
 Sez. = Numero della sezione  
 B = Base  
 H = Altezza  
 Cf = Copriferro  
 Cls = Tipo di calcestruzzo  
 Fck = Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo  
 Fctk = Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo  
 Fcd = Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo  
 Fctd = Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo  
 Tp = Tipo di acciaio  
 Fyk = Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio  
 Fyd = Resistenza di calcolo dell'acciaio

**Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati**

Sez.	Tipo	B <m>	H <m>	Cf <m>	Cls	Fck <kN/mq>	Fctk <kN/mq>	Fcd <kN/mq>	Fctd <kN/mq>	Tp	Fyk <kN/mq>	Fyd <kN/mq>
	2R	1	1.62	0.06	C32/40	33200	2169.26	18813.3	1446.17	B450C	450000	391304

**Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali - Asta n. 31 (-3 102)**

Caso	CC	X <m>	TCC	N <kN>	My <kNm>	Mz <kNm>	Nu <kN>	Myu <kNm>	Mzu <kNm>	Rott.	α <grad>	εc	TS	Sic.
1	1	0	SLU	-284.5	204.24	0	-10124	7267.88	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	35.625
2	2	0	SLU	-466.43	213.34	0	-16470.2	7533.16	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	35.251
3	3	0	SLU	-410.89	234.5	0	-13624.2	7775.67	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	33.114
4	4	0	SLU	-297.09	425.01	0	-2840.69	4063.75	0	1-2	180	-3.13	Mz/e	9.561
5	5	0	SLU	-210.74	207.1	0	-5832.89	5732.19	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	27.605
6	6	0	SLU	-392.67	216.2	0	-14155.8	7794.07	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	35.948
7	7	0	SLU	-337.13	237.37	0	-10420.5	7336.93	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	30.908
8	8	0	SLU	-223.33	427.87	0	-1722.35	3299.75	0	1-2	180	-2.34	Mz/e	7.692
9	9	0	SLU	-144.84	444.07	0	-876.94	2688.68	0	1-2	180	-1.86	Mz/e	6.045
10	10	0	SLU	-330.56	491.8	0	-2646.75	3937.83	0	1-2	180	-2.95	Mz/e	7.976
11	1	0.51	SLU	-256.84	141.75	0	-14121.5	7793.52	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	54.929
12	2	0.51	SLU	-438.76	150.84	0	-19586	6733.45	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	44.685
13	3	0.51	SLU	-383.22	169.28	0	-16863	7448.81	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	43.988
14	4	0.51	SLU	-269.43	336.44	0	-3660.82	4571.37	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	13.628
15	5	0.51	SLU	-190.25	144.61	0	-9262.26	7040.31	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	48.680
16	6	0.51	SLU	-372.18	153.71	0	-17614.6	7274.69	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	47.364
17	7	0.51	SLU	-316.63	172.14	0	-14341.7	7797.06	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	45.362
18	8	0.51	SLU	-202.84	339.31	0	-2155.65	3605.92	0	1-2	180	-2.6	Mz/e	10.653
19	9	0.51	SLU	-124.34	332.21	0	-1055.11	2818.97	0	1-2	180	-1.96	Mz/e	8.474
20	10	0.51	SLU	-310.06	370.62	0	-3981.36	4758.9	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	12.828
21	1	1.01	SLU	-229.17	92.21	0	-17903.4	7203.24	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	77.985
22	2	1.01	SLU	-411.1	101.3	0	-22703.5	5594.51	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	55.196
23	3	1.01	SLU	-355.56	116.27	0	-20097	6571.63	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	56.504
24	4	1.01	SLU	-241.76	260.09	0	-4888.73	5259.27	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	20.141
25	5	1.01	SLU	-169.76	95.07	0	-13905.6	7787.55	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	81.939
26	6	1.01	SLU	-351.69	104.17	0	-21064.6	6239.12	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	59.802
27	7	1.01	SLU	-296.14	119.13	0	-17905.3	7202.76	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	60.351
28	8	1.01	SLU	-182.35	262.95	0	-2799.74	4037.32	0	1-2	180	-3.1	Mz/e	15.375
29	9	1.01	SLU	-103.85	236.37	0	-1324.4	3014.38	0	1-2	180	-2.12	Mz/e	12.750
30	10	1.01	SLU	-289.57	266.74	0	-6602.1	6081.51	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	22.814
31	1	1.52	SLU	-201.51	54.13	0	-21962.3	5899.1	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	>100
32	2	1.52	SLU	-383.43	63.22	0	-25551.1	4212.91	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	66.706
33	3	1.52	SLU	-327.89	73.97	0	-23412.5	5281.69	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	71.552
34	4	1.52	SLU	-214.1	194.45	0	-6779.63	6157.5	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	31.711
35	5	1.52	SLU	-149.26	56.99	0	-18475.6	7053.94	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	>100
36	6	1.52	SLU	-331.19	66.09	0	-24319.5	4852.66	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	73.369
37	7	1.52	SLU	-275.65	76.83	0	-21629.3	6028.91	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	78.482
38	8	1.52	SLU	-161.85	197.31	0	-3833.12	4672.89	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	23.720
39	9	1.52	SLU	-83.36	155.43	0	-1798.91	3354.22	0	1-2	180	-2.38	Mz/e	21.548
40	10	1.52	SLU	-269.08	179.05	0	-11287.2	7510.97	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	41.918
41	1	2.02	SLU	-173.84	26.01	0	-26087.3	3903.82	0	3-4	180	-3.47	Mz/e	>100
42	2	2.02	SLU	-355.77	35.11	0	-27994.3	2762.75	0	3-4	180	-3.22	Mz/e	78.726
43	3	2.02	SLU	-300.23	40.9	0	-26564.2	3619.03	0	3-4	180	-3.41	Mz/e	88.511
44	4	2.02	SLU	-186.43	138.04	0	-9654.89	7148.85	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	51.637
45	5	2.02	SLU	-128.77	28.88	0	-23459.2	5260.98	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	>100
46	6	2.02	SLU	-310.7	37.97	0	-27081.1	3309.94	0	3-4	180	-3.34	Mz/e	87.137
47	7	2.02	SLU	-255.16	43.77	0	-25312.3	4341.72	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	99.423
48	8	2.02	SLU	-141.36	140.91	0	-5674.76	5656.43	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	40.143
49	9	2.02	SLU	-62.86	88.28	0	-2938.19	4126.29	0	1-2	180	-3.22	Mz/e	46.798
50	10	2.02	SLU	-248.58	106.47	0	-17209.4	7370.61	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	69.147
51	1	2.53	SLU	-146.18	6.38	0	-30374.5	1326.12	0	3-4	180	-2.84	Mz/e	>100
52	2	2.53	SLU	-328.1	15.48	0	-30211.5	1425.23	0	3-4	180	-2.88	Mz/e	91.956
53	3	2.53	SLU	-272.56	15.57	0	-29758.4	1699.91	0	3-4	180	-2.94	Mz/e	>100

54	4	2.53	SLU	-158.77	89.37	0	-13830	7784.7	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	87.197
55	5	2.53	SLU	-108.28	9.25	0	-28536.9	2436.75	0	3-4	180	-3.14	Mz/e	>100
56	6	2.53	SLU	-290.21	18.34	0	-29487.6	1863.73	0	3-4	180	-3	Mz/e	>100
57	7	2.53	SLU	-234.66	18.43	0	-28823.7	2264.2	0	3-4	180	-3.09	Mz/e	>100
58	8	2.53	SLU	-120.87	92.23	0	-9204.13	7023.39	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	76.514
59	9	2.53	SLU	-42.37	33.84	0	-8536.53	6816.98	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	>100
60	10	2.53	SLU	-228.09	47.87	0	-23958.3	5027.8	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	>100

**Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali - Asta n. 32 (-2 -3)**

Caso	CC	X <m>	TCC	N <kN>	My <kNm>	Mz <kNm>	Nu <kN>	Myu <kNm>	Mzu <kNm>	Rott.	α <grad>	ε <sub>c</sub>	TS	Sic.
61	1	0	SLU	-393.85	607	0	-2486.7	3832.47	0	1-2	180	-2.83	Mz/e	6.316
62	2	0	SLU	-575.78	616.1	0	-4940.47	5286.4	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	8.567
63	3	0	SLU	-520.24	640.79	0	-3758.06	4628.88	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	7.223
64	4	0	SLU	-406.44	923.55	0	-1327.62	3016.71	0	1-2	180	-2.12	Mz/e	3.262
65	5	0	SLU	-291.74	609.87	0	-1503.78	3143.53	0	1-2	180	-2.21	Mz/e	5.147
66	6	0	SLU	-473.67	618.96	0	-3359.54	4390.02	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	7.125
67	7	0	SLU	-418.13	643.65	0	-2491.85	3835.87	0	1-2	180	-2.83	Mz/e	5.954
68	8	0	SLU	-304.33	926.41	0	-885.25	2694.78	0	1-2	180	-1.87	Mz/e	2.910
69	9	0	SLU	-225.84	1064.33	0	-513.62	2420.62	0	1-2	180	-1.66	Mz/e	2.277
70	10	0	SLU	-411.56	1161.6	0	-979.12	2763.53	0	1-2	180	-1.92	Mz/e	2.381
71	1	0.5	SLU	-366.52	480.12	0	-3344.09	4380.59	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	9.133
72	2	0.5	SLU	-548.44	489.21	0	-7011.2	6254.02	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	12.843
73	3	0.5	SLU	-492.9	514.11	0	-5193.74	5417.24	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	10.575
74	4	0.5	SLU	-379.11	773.81	0	-1559.74	3183.66	0	1-2	180	-2.25	Mz/e	4.105
75	5	0.5	SLU	-271.49	482.98	0	-1942.74	3456.1	0	1-2	180	-2.47	Mz/e	7.176
76	6	0.5	SLU	-453.42	492.08	0	-4805.6	5215.3	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	10.583
77	7	0.5	SLU	-397.88	516.98	0	-3395.53	4411.92	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	8.513
78	8	0.5	SLU	-284.08	776.67	0	-1022.36	2795.09	0	1-2	180	-1.95	Mz/e	3.600
79	9	0.5	SLU	-205.59	880.46	0	-576.01	2466.9	0	1-2	180	-1.69	Mz/e	2.796
80	10	0.5	SLU	-391.31	963.46	0	-1182.57	2911.7	0	1-2	180	-2.04	Mz/e	3.027
81	1	1	SLU	-339.18	371.66	0	-4715.84	5167.4	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	13.937
82	2	1	SLU	-521.11	380.75	0	-9856.05	7201.44	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	18.937
83	3	1	SLU	-465.56	405.13	0	-7337.79	6385.32	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	15.758
84	4	1	SLU	-351.77	641.76	0	-1863.72	3400.16	0	1-2	180	-2.43	Mz/e	5.313
85	5	1	SLU	-251.24	374.52	0	-2637.69	3931.91	0	1-2	180	-2.95	Mz/e	10.480
86	6	1	SLU	-433.17	383.62	0	-7105.43	6292.57	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	16.433
87	7	1	SLU	-377.63	408	0	-4847.86	5237.71	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	12.865
88	8	1	SLU	-263.83	644.63	0	-1195.56	2921.12	0	1-2	180	-2.04	Mz/e	4.520
89	9	1	SLU	-185.34	716.51	0	-652.78	2523.65	0	1-2	180	-1.74	Mz/e	3.523
90	10	1	SLU	-371.06	786.49	0	-1472.46	3121.03	0	1-2	180	-2.2	Mz/e	3.968
91	1	1.5	SLU	-311.84	280.18	0	-6918.07	6215.61	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	22.191
92	2	1.5	SLU	-493.77	289.27	0	-13232.4	7752.17	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	26.820
93	3	1.5	SLU	-438.23	312.41	0	-10230.3	7293.14	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	23.428
94	4	1.5	SLU	-324.43	525.98	0	-2276.24	3690.31	0	1-2	180	-2.66	Mz/e	7.004
95	5	1.5	SLU	-230.99	283.04	0	-3795.75	4651.01	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	16.444
96	6	1.5	SLU	-412.92	292.14	0	-10346.8	7320.24	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	25.060
97	7	1.5	SLU	-357.38	315.27	0	-7156.23	6313.09	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	19.952
98	8	1.5	SLU	-243.58	528.84	0	-1420.27	3083.52	0	1-2	180	-2.17	Mz/e	5.826
99	9	1.5	SLU	-165.09	571.4	0	-749.8	2595.22	0	1-2	180	-1.79	Mz/e	4.541
100	10	1.5	SLU	-350.81	629.63	0	-1914.47	3436.09	0	1-2	180	-2.46	Mz/e	5.476
101	1	2	SLU	-284.5	204.24	0	-10124	7267.88	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	35.625
102	2	2	SLU	-466.43	213.34	0	-16470.2	7533.16	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	35.251
103	3	2	SLU	-410.89	234.5	0	-13624.2	7775.67	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	33.114
104	4	2	SLU	-297.09	425.01	0	-2840.69	4063.75	0	1-2	180	-3.13	Mz/e	9.561
105	5	2	SLU	-210.74	207.1	0	-5832.9	5732.19	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	27.605
106	6	2	SLU	-392.67	216.2	0	-14155.8	7794.07	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	35.948
107	7	2	SLU	-337.13	237.37	0	-10420.5	7336.93	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	30.908
108	8	2	SLU	-223.33	427.87	0	-1722.35	3299.75	0	1-2	180	-2.34	Mz/e	7.692
109	9	2	SLU	-144.84	444.07	0	-876.94	2688.68	0	1-2	180	-1.86	Mz/e	6.045
110	10	2	SLU	-330.56	491.8	0	-2646.75	3937.83	0	1-2	180	-2.95	Mz/e	7.976

**Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali - Asta n. 33 (-1 -2)**

Caso	CC	X <m>	TCC	N <kN>	My <kNm>	Mz <kNm>	Nu <kN>	Myu <kNm>	Mzu <kNm>	Rott.	α <grad>	ε <sub>c</sub>	TS	Sic.
111	1	0	SLU	-475.87	1112.57	0	-1273.61	2977.69	0	1-2	180	-2.09	Mz/e	2.684
112	2	0	SLU	-657.79	1121.67	0	-2086.02	3557.07	0	1-2	180	-2.55	Mz/e	3.170
113	3	0	SLU	-602.25	1141.39	0	-1752.37	3321.11	0	1-2	180	-2.36	Mz/e	2.911
114	4	0	SLU	-488.46	1493.35	0	-880.23	2691.09	0	1-2	180	-1.87	Mz/e	1.806
115	5	0	SLU	-352.49	1115.43	0	-841.43	2662.65	0	1-2	180	-1.85	Mz/e	2.390
116	6	0	SLU	-534.42	1124.53	0	-1488.82	3132.78	0	1-2	180	-2.21	Mz/e	2.795
117	7	0	SLU	-478.88	1144.25	0	-1234.26	2949.19	0	1-2	180	-2.06	Mz/e	2.572
118	8	0	SLU	-365.08	1496.21	0	-607.64	2490.29	0	1-2	180	-1.72	Mz/e	1.667
119	9	0	SLU	-286.59	1746.02	0	-381.15	2322.15	0	1-2	180	-1.59	Mz/e	1.330
120	10	0	SLU	-472.31	1893.73	0	-624.13	2502.47	0	1-2	180	-1.73	Mz/e	1.322
121	1	0.5	SLU	-448.53	921.79	0	-1543.44	3171.99	0	1-2	180	-2.25	Mz/e	3.451
122	2	0.5	SLU	-630.46	930.88	0	-2682.99	3961.5	0	1-2	180	-3.01	Mz/e	4.273
123	3	0.5	SLU	-574.91	952.99	0	-2189.79	3629.85	0	1-2	180	-2.61	Mz/e	3.810
124	4	0.5	SLU	-461.12	1281.88	0	-999.44	2778.37	0	1-2	180	-1.93	Mz/e	2.165
125	5	0.5	SLU	-332.24	924.65	0	-997.92	2777.27	0	1-2	180	-1.93	Mz/e	3.001
126	6	0.5	SLU	-514.17	933.75	0	-1877.79	3410.12	0	1-2	180	-2.43	Mz/e	3.648

127	7	0.5	SLU	-458.63	955.85	0	-1510.67	3148.48	0	1-2	180	-2.22	Mz/e	3.296
128	8	0.5	SLU	-344.83	1284.74	0	-683.44	2546.31	0	1-2	180	-1.76	Mz/e	1.980
129	9	0.5	SLU	-266.34	1496.04	0	-418.34	2349.85	0	1-2	180	-1.61	Mz/e	1.572
130	10	0.5	SLU	-452.06	1625.67	0	-714.42	2569.18	0	1-2	180	-1.77	Mz/e	1.580
131	1	1	SLU	-421.19	753.74	0	-1923.75	3442.65	0	1-2	180	-2.46	Mz/e	4.571
132	2	1	SLU	-603.12	762.84	0	-3572.71	4518.86	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	5.911
133	3	1	SLU	-547.58	786.6	0	-2819.27	4049.93	0	1-2	180	-3.1	Mz/e	5.133
134	4	1	SLU	-433.78	1092.43	0	-1145.49	2884.79	0	1-2	180	-2.02	Mz/e	2.642
135	5	1	SLU	-311.99	756.61	0	-1208.39	2930.43	0	1-2	180	-2.05	Mz/e	3.864
136	6	1	SLU	-493.92	765.71	0	-2461.27	3815.6	0	1-2	180	-2.8	Mz/e	4.972
137	7	1	SLU	-438.38	789.46	0	-1903.82	3428.55	0	1-2	180	-2.44	Mz/e	4.339
138	8	1	SLU	-324.58	1095.29	0	-774.46	2613.37	0	1-2	180	-1.81	Mz/e	2.388
139	9	1	SLU	-246.09	1269.16	0	-461.91	2382.25	0	1-2	180	-1.63	Mz/e	1.877
140	10	1	SLU	-431.81	1381.99	0	-829.12	2653.59	0	1-2	180	-1.84	Mz/e	1.922
141	1	1.5	SLU	-393.85	607	0	-2486.7	3832.47	0	1-2	180	-2.83	Mz/e	6.316
142	2	1.5	SLU	-575.78	616.1	0	-4940.47	5286.4	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	8.567
143	3	1.5	SLU	-520.24	640.79	0	-3758.05	4628.88	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	7.223
144	4	1.5	SLU	-406.44	923.55	0	-1327.62	3016.71	0	1-2	180	-2.12	Mz/e	3.262
145	5	1.5	SLU	-291.74	609.87	0	-1503.78	3143.53	0	1-2	180	-2.21	Mz/e	5.147
146	6	1.5	SLU	-473.67	618.96	0	-3359.54	4390.02	0	2-3	180	-3.5	Mz/e	7.078
147	7	1.5	SLU	-418.13	643.65	0	-2491.85	3835.87	0	1-2	180	-2.83	Mz/e	5.954
148	8	1.5	SLU	-304.33	926.41	0	-885.25	2694.78	0	1-2	180	-1.87	Mz/e	2.910
149	9	1.5	SLU	-225.84	1064.33	0	-513.62	2420.62	0	1-2	180	-1.66	Mz/e	2.277
150	10	1.5	SLU	-411.56	1161.6	0	-979.12	2763.53	0	1-2	180	-1.92	Mz/e	2.381

**Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti - Asta n. 31 (-3 102)**

Caso	CC	X <m>	Ty <kN>	Tz <kN>	bw <m>	Asw <cmq>	Vsdu <kN>	ctgθ	VRcd <kN>	VRsd <kN>
1	1	0	0	137.29	1	12.57	137.29	2	5349.19	1385.2
2	2	0	0	137.29	1	12.57	137.29	2	5380.82	1385.2
3	3	0	0	141.95	1	12.57	141.95	2	5371.16	1385.2
4	4	0	0	188.08	1	12.57	188.08	2	5351.38	1385.2
5	5	0	0	137.29	1	12.57	137.29	2	5336.36	1385.2
6	6	0	0	137.29	1	12.57	137.29	2	5368	1385.2
7	7	0	0	141.95	1	12.57	141.95	2	5358.34	1385.2
8	8	0	0	188.08	1	12.57	188.08	2	5338.55	1385.2
9	9	0	0	237.6	1	12.57	237.6	2	5324.9	1385.2
10	10	0	0	257.32	1	12.57	257.32	2	5357.2	1385.2
11	1	0.51	0	110.22	1	12.57	110.22	2	5344.38	1385.2
12	2	0.51	0	110.22	1	12.57	110.22	2	5376.01	1385.2
13	3	0.51	0	116.34	1	12.57	116.34	2	5366.35	1385.2
14	4	0.51	0	162.47	1	12.57	162.47	2	5346.57	1385.2
15	5	0.51	0	110.22	1	12.57	110.22	2	5332.8	1385.2
16	6	0.51	0	110.22	1	12.57	110.22	2	5364.43	1385.2
17	7	0.51	0	116.34	1	12.57	116.34	2	5354.78	1385.2
18	8	0.51	0	162.47	1	12.57	162.47	2	5334.99	1385.2
19	9	0.51	0	204.87	1	12.57	204.87	2	5321.34	1385.2
20	10	0.51	0	222.03	1	12.57	222.03	2	5353.63	1385.2
21	1	1.01	0	86.09	1	12.57	86.09	2	5339.57	1385.2
22	2	1.01	0	86.09	1	12.57	86.09	2	5371.2	1385.2
23	3	1.01	0	93.69	1	12.57	93.69	2	5361.54	1385.2
24	4	1.01	0	139.82	1	12.57	139.82	2	5341.76	1385.2
25	5	1.01	0	86.09	1	12.57	86.09	2	5329.24	1385.2
26	6	1.01	0	86.09	1	12.57	86.09	2	5360.87	1385.2
27	7	1.01	0	93.69	1	12.57	93.69	2	5351.21	1385.2
28	8	1.01	0	139.82	1	12.57	139.82	2	5331.42	1385.2
29	9	1.01	0	174.33	1	12.57	174.33	2	5317.77	1385.2
30	10	1.01	0	188.93	1	12.57	188.93	2	5350.07	1385.2
31	1	1.52	0	64.91	1	12.57	64.91	2	5334.76	1385.2
32	2	1.52	0	64.91	1	12.57	64.91	2	5366.39	1385.2
33	3	1.52	0	73.98	1	12.57	73.98	2	5356.73	1385.2
34	4	1.52	0	120.11	1	12.57	120.11	2	5336.95	1385.2
35	5	1.52	0	64.91	1	12.57	64.91	2	5325.67	1385.2
36	6	1.52	0	64.91	1	12.57	64.91	2	5357.31	1385.2
37	7	1.52	0	73.98	1	12.57	73.98	2	5347.65	1385.2
38	8	1.52	0	120.11	1	12.57	120.11	2	5327.86	1385.2
39	9	1.52	0	145.96	1	12.57	145.96	2	5314.21	1385.2
40	10	1.52	0	158.01	1	12.57	158.01	2	5346.51	1385.2
41	1	2.02	0	46.69	1	12.57	46.69	2	5329.95	1385.2
42	2	2.02	0	46.69	1	12.57	46.69	2	5361.58	1385.2
43	3	2.02	0	57.22	1	12.57	57.22	2	5351.92	1385.2
44	4	2.02	0	103.35	1	12.57	103.35	2	5332.13	1385.2
45	5	2.02	0	46.69	1	12.57	46.69	2	5322.11	1385.2
46	6	2.02	0	46.69	1	12.57	46.69	2	5353.74	1385.2
47	7	2.02	0	57.22	1	12.57	57.22	2	5344.09	1385.2
48	8	2.02	0	103.35	1	12.57	103.35	2	5324.3	1385.2
49	9	2.02	0	119.78	1	12.57	119.78	2	5310.65	1385.2
50	10	2.02	0	129.27	1	12.57	129.27	2	5342.94	1385.2
51	1	2.53	0	31.4	1	12.57	31.4	2	5325.13	1385.2
52	2	2.53	0	31.4	1	12.57	31.4	2	5356.77	1385.2
53	3	2.53	0	43.4	1	12.57	43.4	2	5347.11	1385.2
54	4	2.53	0	89.53	1	12.57	89.53	2	5327.32	1385.2

55	5	2.53	0	31.4	1	12.57	31.4	2	5318.54	1385.2
56	6	2.53	0	31.4	1	12.57	31.4	2	5350.18	1385.2
57	7	2.53	0	43.4	1	12.57	43.4	2	5340.52	1385.2
58	8	2.53	0	89.53	1	12.57	89.53	2	5320.73	1385.2
59	9	2.53	0	95.79	1	12.57	95.79	2	5307.08	1385.2
60	10	2.53	0	102.72	1	12.57	102.72	2	5339.38	1385.2

**Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti - Asta n. 32 (-2 -3)**

Caso	CC	X <m>	Ty <kN>	Tz <kN>	bw <m>	Asw <cmq>	Vsdu <kN>	ctgθ	VRcd <kN>	VRsd <kN>
61	1	0	0	273.15	1	12.57	273.15	2	5368.2	1385.2
62	2	0	0	273.15	1	12.57	273.15	2	5399.84	1385.2
63	3	0	0	272.01	1	12.57	272.01	2	5390.18	1385.2
64	4	0	0	318.14	1	12.57	318.14	2	5370.39	1385.2
65	5	0	0	273.15	1	12.57	273.15	2	5350.45	1385.2
66	6	0	0	273.15	1	12.57	273.15	2	5382.08	1385.2
67	7	0	0	272.01	1	12.57	272.01	2	5372.42	1385.2
68	8	0	0	318.14	1	12.57	318.14	2	5352.64	1385.2
69	9	0	0	388.34	1	12.57	388.34	2	5338.99	1385.2
70	10	0	0	418.17	1	12.57	418.17	2	5371.28	1385.2
71	1	0.5	0	234.87	1	12.57	234.87	2	5363.45	1385.2
72	2	0.5	0	234.87	1	12.57	234.87	2	5395.08	1385.2
73	3	0.5	0	235.18	1	12.57	235.18	2	5385.43	1385.2
74	4	0.5	0	281.31	1	12.57	281.31	2	5365.64	1385.2
75	5	0.5	0	234.87	1	12.57	234.87	2	5346.93	1385.2
76	6	0.5	0	234.87	1	12.57	234.87	2	5378.56	1385.2
77	7	0.5	0	235.18	1	12.57	235.18	2	5368.9	1385.2
78	8	0.5	0	281.31	1	12.57	281.31	2	5349.12	1385.2
79	9	0.5	0	347.46	1	12.57	347.46	2	5335.47	1385.2
80	10	0.5	0	374.76	1	12.57	374.76	2	5367.76	1385.2
81	1	1	0	199.46	1	12.57	199.46	2	5358.7	1385.2
82	2	1	0	199.46	1	12.57	199.46	2	5390.33	1385.2
83	3	1	0	201.22	1	12.57	201.22	2	5380.67	1385.2
84	4	1	0	247.35	1	12.57	247.35	2	5360.88	1385.2
85	5	1	0	199.46	1	12.57	199.46	2	5343.4	1385.2
86	6	1	0	199.46	1	12.57	199.46	2	5375.04	1385.2
87	7	1	0	201.22	1	12.57	201.22	2	5365.38	1385.2
88	8	1	0	247.35	1	12.57	247.35	2	5345.59	1385.2
89	9	1	0	308.71	1	12.57	308.71	2	5331.94	1385.2
90	10	1	0	333.48	1	12.57	333.48	2	5364.24	1385.2
91	1	1.5	0	166.94	1	12.57	166.94	2	5353.94	1385.2
92	2	1.5	0	166.94	1	12.57	166.94	2	5385.58	1385.2
93	3	1.5	0	170.15	1	12.57	170.15	2	5375.92	1385.2
94	4	1.5	0	216.28	1	12.57	216.28	2	5356.13	1385.2
95	5	1.5	0	166.94	1	12.57	166.94	2	5339.88	1385.2
96	6	1.5	0	166.94	1	12.57	166.94	2	5371.52	1385.2
97	7	1.5	0	170.15	1	12.57	170.15	2	5361.86	1385.2
98	8	1.5	0	216.28	1	12.57	216.28	2	5342.07	1385.2
99	9	1.5	0	272.09	1	12.57	272.09	2	5328.42	1385.2
100	10	1.5	0	294.33	1	12.57	294.33	2	5360.72	1385.2
101	1	2	0	137.29	1	12.57	137.29	2	5349.19	1385.2
102	2	2	0	137.29	1	12.57	137.29	2	5380.82	1385.2
103	3	2	0	141.95	1	12.57	141.95	2	5371.16	1385.2
104	4	2	0	188.08	1	12.57	188.08	2	5351.38	1385.2
105	5	2	0	137.29	1	12.57	137.29	2	5336.36	1385.2
106	6	2	0	137.29	1	12.57	137.29	2	5368	1385.2
107	7	2	0	141.95	1	12.57	141.95	2	5358.34	1385.2
108	8	2	0	188.08	1	12.57	188.08	2	5338.55	1385.2
109	9	2	0	237.6	1	12.57	237.6	2	5324.9	1385.2
110	10	2	0	257.32	1	12.57	257.32	2	5357.2	1385.2

**Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti - Asta n. 33 (-1 -2)**

Caso	CC	X <m>	Ty <kN>	Tz <kN>	bw <m>	Asw <cmq>	Vsdu <kN>	ctgθ	VRcd <kN>	VRsd <kN>
111	1	0	0	405.26	1	12.57	405.26	2	5382.46	1385.2
112	2	0	0	405.26	1	12.57	405.26	2	5414.1	1385.2
113	3	0	0	399.78	1	12.57	399.78	2	5404.44	1385.2
114	4	0	0	445.91	1	12.57	445.91	2	5384.65	1385.2
115	5	0	0	405.26	1	12.57	405.26	2	5361.01	1385.2
116	6	0	0	405.26	1	12.57	405.26	2	5392.65	1385.2
117	7	0	0	399.78	1	12.57	399.78	2	5382.99	1385.2
118	8	0	0	445.91	1	12.57	445.91	2	5363.2	1385.2
119	9	0	0	523.78	1	12.57	523.78	2	5349.55	1385.2
120	10	0	0	561.2	1	12.57	561.2	2	5381.85	1385.2
121	1	0.5	0	358.35	1	12.57	358.35	2	5377.71	1385.2
122	2	0.5	0	358.35	1	12.57	358.35	2	5409.35	1385.2
123	3	0.5	0	354.31	1	12.57	354.31	2	5399.69	1385.2
124	4	0.5	0	400.44	1	12.57	400.44	2	5379.9	1385.2
125	5	0.5	0	358.35	1	12.57	358.35	2	5357.49	1385.2
126	6	0.5	0	358.35	1	12.57	358.35	2	5389.13	1385.2
127	7	0.5	0	354.31	1	12.57	354.31	2	5379.47	1385.2



128	8	0.5	0	400.44	1	12.57	400.44	2	5359.68	1385.2
129	9	0.5	0	476.51	1	12.57	476.51	2	5346.03	1385.2
130	10	0.5	0	511.39	1	12.57	511.39	2	5378.32	1385.2
131	1	1	0	314.31	1	12.57	314.31	2	5372.96	1385.2
132	2	1	0	314.31	1	12.57	314.31	2	5404.59	1385.2
133	3	1	0	311.72	1	12.57	311.72	2	5394.93	1385.2
134	4	1	0	357.85	1	12.57	357.85	2	5375.15	1385.2
135	5	1	0	314.31	1	12.57	314.31	2	5353.97	1385.2
136	6	1	0	314.31	1	12.57	314.31	2	5385.6	1385.2
137	7	1	0	311.72	1	12.57	311.72	2	5375.95	1385.2
138	8	1	0	357.85	1	12.57	357.85	2	5356.16	1385.2
139	9	1	0	431.36	1	12.57	431.36	2	5342.51	1385.2
140	10	1	0	463.71	1	12.57	463.71	2	5374.8	1385.2
141	1	1.5	0	273.15	1	12.57	273.15	2	5368.2	1385.2
142	2	1.5	0	273.15	1	12.57	273.15	2	5399.84	1385.2
143	3	1.5	0	272.01	1	12.57	272.01	2	5390.18	1385.2
144	4	1.5	0	318.14	1	12.57	318.14	2	5370.39	1385.2
145	5	1.5	0	273.15	1	12.57	273.15	2	5350.45	1385.2
146	6	1.5	0	273.15	1	12.57	273.15	2	5382.08	1385.2
147	7	1.5	0	272.01	1	12.57	272.01	2	5372.42	1385.2
148	8	1.5	0	318.14	1	12.57	318.14	2	5352.64	1385.2
149	9	1.5	0	388.34	1	12.57	388.34	2	5338.99	1385.2
150	10	1.5	0	418.17	1	12.57	418.17	2	5371.28	1385.2

Verifiche stato limite d'esercizio - Asta n. 31 (-3 102)

Caso	CC	TCC	X <m>	N <kN>	My <kNm>	AfT <cmq>	AfC <cmq>	σ <sub>c</sub> <kN/mq>	σ <sub>ε</sub> <kN/mq>
151	11	SLE R	0	-210.74	151.29	34.15	26.55	535.1	7497.73
152	12	SLE R	0	-345.5	158.03	34.15	26.55	552.11	7903.94
153	13	SLE R	0	-304.36	190.04	34.15	26.55	662.61	9342.59
154	14	SLE R	0	-220.07	185.83	34.15	26.55	669.03	12137.3
155	11	SLE R	0.51	-190.25	105	34.15	26.55	363.5	5160.07
156	12	SLE R	0.51	-325.01	111.74	34.15	26.55	420.2	6068.17
157	13	SLE R	0.51	-283.87	137.76	34.15	26.55	478.41	6832.4
158	14	SLE R	0.51	-199.58	133.55	34.15	26.55	468.74	6581.87
159	11	SLE R	1.01	-169.76	68.3	34.15	26.55	244.42	3514.81
160	12	SLE R	1.01	-304.52	75.04	0	60.7	331.63	4818.9
161	13	SLE R	1.01	-263.38	95.08	34.15	26.55	351.3	5067.1
162	14	SLE R	1.01	-179.09	90.87	34.15	26.55	314.75	4486.26
163	11	SLE R	1.52	-149.26	40.09	0	60.7	169.2	2455.01
164	12	SLE R	1.52	-284.02	46.83	0	60.7	262.84	3844.58
165	13	SLE R	1.52	-242.88	60.89	0	60.7	266.58	3872.61
166	14	SLE R	1.52	-158.59	56.67	34.15	26.55	210.13	3031.66
167	11	SLE R	2.02	-128.77	19.27	0	60.7	115.23	1687.98
168	12	SLE R	2.02	-263.53	26.01	0	60.7	208.87	3077.54
169	13	SLE R	2.02	-222.39	34.08	0	60.7	200.6	2937.55
170	14	SLE R	2.02	-138.1	29.86	0	60.7	142.03	2068.41
171	11	SLE R	2.53	-108.28	4.73	0	60.7	73.86	1097.22
172	12	SLE R	2.53	-243.04	11.47	0	60.7	167.5	2486.78
173	13	SLE R	2.53	-201.9	13.55	0	60.7	147.22	2178.77
174	14	SLE R	2.53	-117.61	9.33	0	60.7	88.65	1309.63

Verifiche stato limite d'esercizio - Asta n. 32 (-2 -3)

Caso	CC	TCC	X <m>	N <kN>	My <kNm>	AfT <cmq>	AfC <cmq>	σ <sub>c</sub> <kN/mq>	σ <sub>ε</sub> <kN/mq>
175	11	SLE R	0	-291.74	449.63	34.15	26.55	1665.53	53434.3
176	12	SLE R	0	-426.5	456.37	34.15	26.55	1674.36	40253.2
177	13	SLE R	0	-385.36	512.04	34.15	26.55	1893.85	54914.5
178	14	SLE R	0	-301.07	507.83	34.15	26.55	1880.63	63626.5
179	11	SLE R	0.5	-271.49	355.64	34.15	26.55	1315	37722.6
180	12	SLE R	0.5	-406.25	362.38	34.15	26.55	1311.63	25625.3
181	13	SLE R	0.5	-365.11	412.14	34.15	26.55	1516.27	38378.5
182	14	SLE R	0.5	-280.82	407.93	34.15	26.55	1510.62	46651
183	11	SLE R	1	-251.24	275.3	34.15	26.55	1011.35	24888.2
184	12	SLE R	1	-386	282.04	34.15	26.55	999.53	14449
185	13	SLE R	1	-344.86	325.88	34.15	26.55	1185.44	24882.3
186	14	SLE R	1	-260.57	321.67	34.15	26.55	1187.52	32502.3
187	11	SLE R	1.5	-230.99	207.54	34.15	26.55	751.67	14822.8
188	12	SLE R	1.5	-365.75	214.28	34.15	26.55	743.66	10523.2
189	13	SLE R	1.5	-324.61	252.21	34.15	26.55	899.99	14413.4
190	14	SLE R	1.5	-240.32	247.99	34.15	26.55	907.87	21029.8
191	11	SLE R	2	-210.74	151.29	34.15	26.55	535.1	7497.71
192	12	SLE R	2	-345.5	158.03	34.15	26.55	552.11	7903.93
193	13	SLE R	2	-304.36	190.04	34.15	26.55	662.61	9342.58
194	14	SLE R	2	-220.07	185.83	34.15	26.55	669.03	12137.2

Verifiche stato limite d'esercizio - Asta n. 33 (-1 -2)

Caso	CC	TCC	X <m>	N <kN>	My <kNm>	AfT <cmq>	AfC <cmq>	σ <sub>c</sub> <kN/mq>	σ <sub>ε</sub> <kN/mq>
195	11	SLE R	0	-352.49	824.13	34.15	26.55	3035.04	119507

196	12	SLE R	0	-487.25	830.86	34.15	26.55	3076.68	104722
197	13	SLE R	0	-446.11	904.28	34.15	26.55	3340.6	123941
198	14	SLE R	0	-361.82	900.07	34.15	26.55	3309.56	133360
199	11	SLE R	0.5	-332.24	682.81	34.15	26.55	2521.76	94139.1
200	12	SLE R	0.5	-467	689.54	34.15	26.55	2553.8	79723
201	13	SLE R	0.5	-425.86	757.05	34.15	26.55	2802.24	97537.2
202	14	SLE R	0.5	-341.57	752.83	34.15	26.55	2776.31	106784
203	11	SLE R	1	-311.99	558.33	34.15	26.55	2066.53	72179.5
204	12	SLE R	1	-446.75	565.07	34.15	26.55	2087.56	58271.5
205	13	SLE R	1	-405.61	626.66	34.15	26.55	2321.28	74585.7
206	14	SLE R	1	-321.32	622.44	34.15	26.55	2301.26	83606.8
207	11	SLE R	1.5	-291.74	449.63	34.15	26.55	1665.53	53434.3
208	12	SLE R	1.5	-426.5	456.37	34.15	26.55	1674.36	40253.2
209	13	SLE R	1.5	-385.36	512.04	34.15	26.55	1893.85	54914.5
210	14	SLE R	1.5	-301.07	507.83	34.15	26.55	1880.63	63626.5

**Verifiche stato limite di formazione delle fessure - Asta n. 31 (-3 102)**

Caso	CC	X <m>	TCC	N <kN>	My <kNm>	Mz <kNm>	c <mm>	s <mm>	K3	S <sub>xm</sub> <mm>	Φ	A <sub>s</sub> <cmq>	A <sub>c eff</sub> <cmq>	σ <sub>s</sub> <kN/mq>	σ <sub>sr</sub> <kN/mq>	ε <sub>sm</sub>	Wk <mm>
211	15	0	SLE F	-210.74	135.07	0	42	149.58	0.18	238.26	26	34.15	2237.62	5303.26	123027	0.01	0
212	16	0	SLE F	-304.36	139.76	0	42	149.58	0.15	215.71	26	34.15	2237.62	2208.92	73569.1	0	0
213	15	0.51	SLE F	-190.25	92.72	0	42	149.58	0.16	221.92	26	34.15	2237.62	1776.8	81169.1	0	0
214	16	0.51	SLE F	-283.87	97.4	0	42	149.58	0.13	199.1	26	34.15	2237.62	322.96	36664.1	0	0
215	15	1.01	SLE F	-169.76	59.41	0	42	149.58	0.13	199.1	26	34.15	2237.62	238.16	40058.8	0	0

**Verifiche stato limite di formazione delle fessure - Asta n. 32 (-2 -3)**

Caso	CC	X <m>	TCC	N <kN>	My <kNm>	Mz <kNm>	c <mm>	s <mm>	K3	S <sub>xm</sub> <mm>	Φ	A <sub>s</sub> <cmq>	A <sub>c eff</sub> <cmq>	σ <sub>s</sub> <kN/mq>	σ <sub>sr</sub> <kN/mq>	ε <sub>sm</sub>	Wk <mm>
223	15	0	SLE F	-291.74	412.52	0	42	149.58	0.2	252.71	26	34.15	2237.62	46308.4	242369	0.09	0.04
224	16	0	SLE F	-385.36	417.2	0	42	149.58	0.2	249.96	26	34.15	2237.62	37252.2	209301	0.07	0.03
225	15	0.5	SLE F	-271.49	324.56	0	42	149.58	0.2	251.12	26	34.15	2237.62	31886.1	222609	0.06	0.03
226	16	0.5	SLE F	-365.11	329.24	0	42	149.58	0.2	247.21	26	34.15	2237.62	23632.6	181570	0.05	0.02
227	15	1	SLE F	-251.24	249.71	0	42	149.58	0.2	248.79	26	34.15	2237.62	20282.5	196823	0.04	0.02
228	16	1	SLE F	-344.86	254.39	0	42	149.58	0.19	242.79	26	34.15	2237.62	13263.2	147421	0.03	0.01
229	15	1.5	SLE F	-230.99	186.9	0	42	149.58	0.19	245.06	26	34.15	2237.62	11422.7	163463	0.02	0.01
230	16	1.5	SLE F	-324.61	191.58	0	42	149.58	0.18	234.71	26	34.15	2237.62	6209.53	109326	0.01	0
231	15	2	SLE F	-210.74	135.07	0	42	149.58	0.18	238.26	26	34.15	2237.62	5303.25	123027	0.01	0
232	16	2	SLE F	-304.36	139.76	0	42	149.58	0.15	215.71	26	34.15	2237.62	2208.91	73569	0	0

**Verifiche stato limite di formazione delle fessure - Asta n. 33 (-1 -2)**

Caso	CC	X <m>	TCC	N <kN>	My <kNm>	Mz <kNm>	c <mm>	s <mm>	K3	S <sub>xm</sub> <mm>	Φ	A <sub>s</sub> <cmq>	A <sub>c eff</sub> <cmq>	σ <sub>s</sub> <kN/mq>	σ <sub>sr</sub> <kN/mq>	ε <sub>sm</sub>	Wk <mm>
233	15	0	SLE F	-352.49	765.75	0	42	149.58	0.21	255.35	26	34.15	2237.62	108002	279369	0.21	0.09
234	16	0	SLE F	-446.11	770.43	0	42	149.58	0.21	254.13	26	34.15	2237.62	97770.1	261759	0.19	0.08
235	15	0.5	SLE F	-332.24	632.05	0	42	149.58	0.21	254.69	26	34.15	2237.62	84187.7	269727	0.16	0.07
236	16	0.5	SLE F	-425.86	636.73	0	42	149.58	0.2	253.15	26	34.15	2237.62	74224.5	248208	0.14	0.06
237	15	1	SLE F	-311.99	514.66	0	42	149.58	0.21	253.84	26	34.15	2237.62	63685.6	257676	0.12	0.05
238	16	1	SLE F	-405.61	519.34	0	42	149.58	0.2	251.82	26	34.15	2237.62	54094.3	231101	0.11	0.04
239	15	1.5	SLE F	-291.74	412.52	0	42	149.58	0.2	252.71	26	34.15	2237.62	46308.4	242369	0.09	0.04
240	16	1.5	SLE F	-385.36	417.2	0	42	149.58	0.2	249.96	26	34.15	2237.62	37252.2	209301	0.07	0.03

**Verifiche principali - Asta n. 33 (-1 -2)**

Caso	Asta	N1	N2	Tipo
120	33	-1	-2	SLU Mz cost - min. sic., SLU Taglio - min. sic. c.a., SLU Taglio - min. sic. acciaio
163	31	-3	102	C.Rare - Sc max (min. compr.)
197	33	-1	-2	C.Rare - Sc min (max compr.), C.Rare - Sf min (max compr.)
198	33	-1	-2	C.Rare - Sf max (max traz.)
233	33	-1	-2	C.Freq - Wk Max

### 5.3.4.3 Sollecitazioni nella zattera di fondazione

Si riportano nella tabella seguente le sollecitazioni ottenute dal modello FEM 2D per la fondazione a tergo spalla e per quella anteriore.

#### Simbologia

Nodo = Numero del nodo  
Rx = Reazione vincolare (forza) in dir. X  
CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari  
Ry = Reazione vincolare (forza) in dir. Y  
Rz = Reazione vincolare (forza) in dir. Z  
Mx = Reazione vincolare (momento) intorno all'asse X  
My = Reazione vincolare (momento) intorno all'asse Y  
Mz = Reazione vincolare (momento) intorno all'asse Z

Nodo		Rx <kN>	CC	Ry <kN>	CC	Rz <kN>	CC	Mx <kNm>	CC	My <kNm>	CC	Mz <kNm>	CC
4	Max	-71.64	15	0	1	-63.93	16	0	1	0	9	0	1
4	Min.	-139.03	10	0	1	-418.26	9	0	1	0	6	0	1
6	Max	-71.66	15	0	1	46.82	12	0	1	0	9	0	1
6	Min.	-139.07	10	0	1	-143.5	9	0	1	0	1	0	1
7	Max	-71.66	15	0	1	212.99	2	0	1	0	4	0	1
7	Min.	-139.07	10	0	1	129.59	9	0	1	0	16	0	1
8	Max	-71.62	15	0	1	440.71	10	0	1	0	9	0	1
8	Min.	-139	10	0	1	237.19	15	0	1	0	16	0	1
9	Max	-71.6	15	0	1	682.86	10	0	1	0	9	0	1
9	Min.	-138.96	10	0	1	326.12	15	0	1	0	10	0	1

#### Sollecitazioni aste

#### Simbologia

Asta = Numero dell'asta  
N1 = Nodo1  
N2 = Nodo2  
X = Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale  
N = Sforzo normale  
CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari  
Ty = Taglio in dir. Y  
Mz = Momento flettente intorno all'asse Z  
Tz = Taglio in dir. Z  
My = Momento flettente intorno all'asse Y  
Mx = Momento torcente intorno all'asse X

Asta	N1	N2		X <m>	N <kN>	CC	Ty <kN>	CC	Mz <kNm>	CC	Tz <kN>	CC	My <kNm>	CC	Mx <kNm>	CC
501	3	4	Max	0	0	11	0	1	0	1	0	9	0	9	0	1
501	3	4	Max	0.4	0	11	0	1	0	1	-69.2	5	-13.84	5	0	1
501	3	4	Min.	0	0	10	0	1	0	1	0	4	0	10	0	1
501	3	4	Min.	0.4	-2.96	9	0	1	0	1	-93.42	1	-18.68	1	0	1
501	4	5	Max	0	136.07	10	0	1	0	1	-133.13	16	-13.84	5	0	1
501	4	5	Max	0.48	132.52	10	0	1	0	1	-216.17	16	-97.67	16	0	1
501	4	5	Min.	0	71.64	15	0	1	0	1	-487.46	9	-18.68	1	0	1
501	4	5	Min.	0.48	71.64	15	0	1	0	1	-570.5	9	-267.75	9	0	1
503	5	6	Max	0	132.52	10	0	1	0	1	-216.17	16	-97.67	16	0	1
503	5	6	Max	0.32	130.16	10	0	1	0	1	-224.17	16	-168.13	16	0	1
503	5	6	Min.	0	71.64	15	0	1	0	1	-570.5	9	-267.75	9	0	1
503	5	6	Min.	0.32	71.64	15	0	1	0	1	-578.5	9	-451.59	9	0	1
503	6	2	Max	0	269.22	10	0	1	0	1	-177.69	16	-168.13	16	0	1
503	6	2	Max	0.49	265.6	10	0	1	0	1	-189.94	16	-258.2	16	0	1
503	6	2	Min.	0	143.3	15	0	1	0	1	-721.99	9	-451.59	9	0	1
503	6	2	Min.	0.49	143.3	15	0	1	0	1	-734.24	9	-808.36	9	0	1
503	2	7	Max	0	-214.89	15	0	1	0	1	-588.77	15	1703.93	10	0	1
503	2	7	Max	0.31	-214.89	15	0	1	0	1	-596.52	15	1336.07	10	0	1
503	2	7	Min.	0	-384.43	10	0	1	0	1	-1182.75	10	786.21	15	0	1
503	2	7	Min.	0.31	-386.72	10	0	1	0	1	-1190.5	10	602.49	15	0	1
503	7	-4	Max	0	-143.22	15	0	1	0	1	-460.82	15	1336.07	10	0	1
503	7	-4	Max	0.25	-143.22	15	0	1	0	1	-467.07	15	1080.03	10	0	1
503	7	-4	Min.	0	-247.65	10	0	1	0	1	-1021.06	10	602.49	15	0	1
503	7	-4	Min.	0.25	-249.5	10	0	1	0	1	-1027.31	10	486.5	15	0	1
504	-4	8	Max	0	-143.22	15	0	1	0	1	-467.07	15	1080.03	10	0	1
504	-4	8	Max	0.55	-143.22	15	0	1	0	1	-497.32	15	506.69	10	0	1
504	-4	8	Min.	0	-249.5	10	0	1	0	1	-1027.31	10	486.5	15	0	1
504	-4	8	Min.	0.55	-258.44	10	0	1	0	1	-1057.56	10	221.3	15	0	1
504	8	9	Max	0	-71.6	15	0	1	0	1	-260.12	15	506.69	10	0	1
504	8	9	Max	0.8	-71.6	15	0	1	0	1	-304.12	15	-4.4	15	0	1
504	8	9	Min.	0	-119.45	10	0	1	0	1	-616.86	10	221.3	15	0	1
504	8	9	Min.	0.8	-132.46	10	0	1	0	1	-660.86	10	-5.94	4	0	1
504	9	10	Max	0	6.5	9	0	1	0	1	29.7	1	-4.4	5	0	1

504	9	10	Max	0.32									-0.18	5		
504	9	10	Max	0.4	0	15	0	1	0	1	0	4	0	9	0	1
504	9	10	Min.	0	0	1	0	1	0	1	22	5	-5.94	1	0	1
504	9	10	Min.	0.32									-0.24	1		
504	9	10	Min.	0.4	-0	9	0	1	0	1	0	15	0	16	0	1

Si riportano di seguito gli involuipi dei diagrammi delle azioni allo SLU per le aste della fondazione.

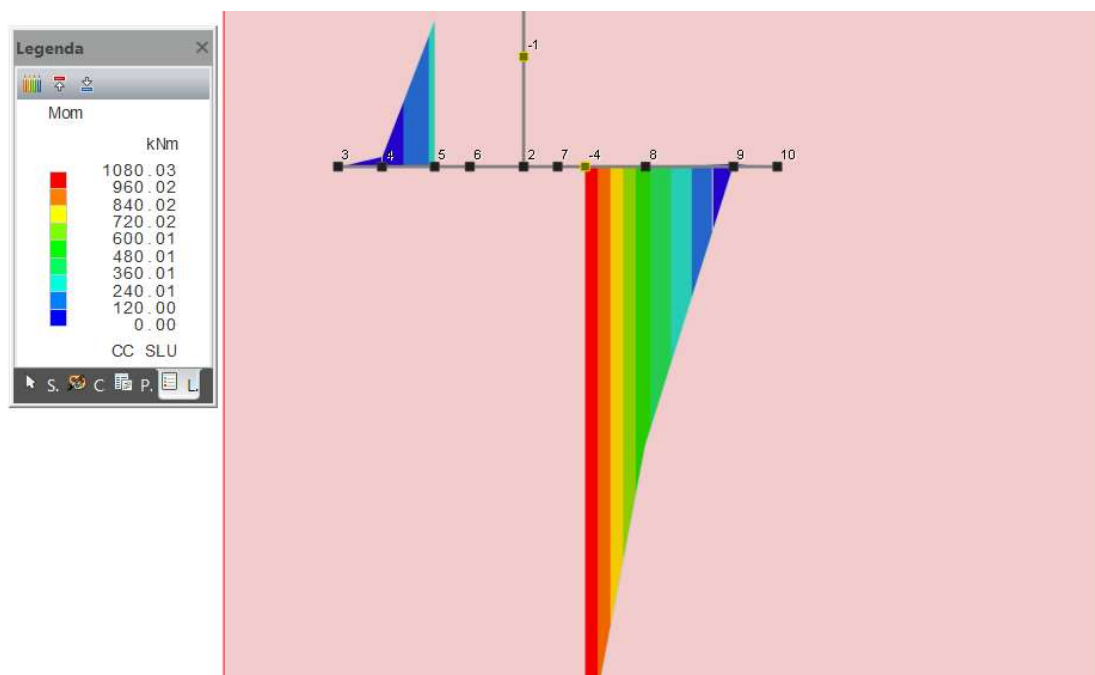
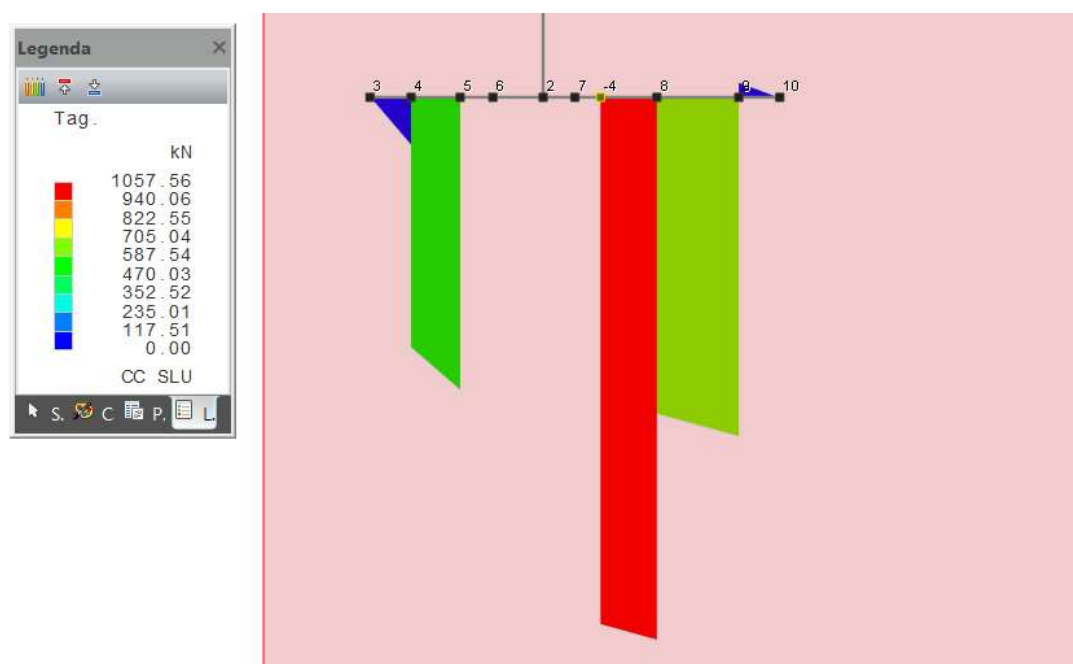


Figura 5-10. Spalle - Modello FEM – Involuppo Momento flettente SLU fondazione



*Figura 5-11. Spalle - Modello FEM – Involuppo Taglio SLU fondazione*

#### 5.3.4.4 Verifiche strutturali fondazione

Si considerano le seguenti armature.

- Armatura retrozattera:
  - o Armatura superiore: 1Ø26/20cm + 1Ø22/40cm
  - o Armatura inferiore: 1Ø26/20cm + 1Ø26/40cm
  - o Armatura a taglio spilli 1Ø18/40x40cm
- Armatura avanzzattera:
  - o Armatura superiore: 1Ø26/20cm + 1Ø22/40cm
  - o Armatura inferiore: 1Ø26/20cm + 1Ø26/40cm
  - o Armatura a taglio spilli 1Ø18/40x40cm

Si riportano di seguito:

- Verifica a presso-flessione della sezione di incastro
- Verifica a taglio della sezione di incastro
- Verifica a fessurazione della sezione di incastro

#### Verifiche sezioni aste

##### SEZ\_FONDAZIONE

##### Simbologia

Caso	=Caso di verifica
CC	=Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
X	=Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale
TCC	=Tipo di combinazione di carico
	SLU = Stato limite ultimo
	SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)
	SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
	SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
	SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
	SLD = Stato limite di danno
	SLV = Stato limite di salvaguardia della vita
	SLC = Stato limite di prevenzione del collasso
	SLO = Stato limite di operatività
	SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco
N	=Sforzo normale
My	=Momento flettente intorno all'asse Y
Mz	=Momento flettente intorno all'asse Z
Nu	=Sforzo normale ultimo
Myu	=Momento ultimo intorno all'asse Y
Mzu	=Momento ultimo intorno all'asse Z
Rott.	=Tipo di rottura
	1-2 = Rott. acciaio: $\epsilon_Y = \epsilon_{Yd}$ , $\epsilon_C < \epsilon_{Cu}$
	2-3 = Rott. cls: $\epsilon_Y < \epsilon_{Yd}$ , $\epsilon_C = \epsilon_{Cu}$
	3-4 = Rott. cls: $\epsilon_{C0} < \epsilon_C < \epsilon_{Cu}$
$\alpha$	=Angolo asse neutro a rottura
$\epsilon_c$	=Deformazione nel calcestruzzo (*1000)
TS	=Modalità di calcolo sicurezza
	N/e = N costante ed eccentricità costante
	My/e = My costante ed eccentricità costante
	My/N = My e N costante
	Mz/e = Mz costante ed eccentricità costante
	Mz/N = Mz e N costante
Sic.	=Sicurezza a rottura
AfT	=Area di ferro tesa
AfC	=Area di ferro compressa
$\sigma_c$	=Tensione nel calcestruzzo
$\sigma_f$	=Tensione nel ferro
c	=Ricoprimento dell'armatura
s	=Distanza minima tra le barre
K3	=Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione
$s_{rm}$	=Distanza media tra le fessure
$\Phi$	=Diametro della barra
$A_s$	=Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
$A_{c\ eff}$	=Area di calcestruzzo efficace
$\sigma_s$	=Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata

$\sigma_{sr}$	=Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo
$\epsilon_{sm}$	=Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)
Wk	=Apertura delle fessure
Ty	=Taglio in dir. Y
Tz	=Taglio in dir. Z
bw	=Larghezza membratura resistente al taglio
Asw	=Area armatura trasversale
Vsdu	=Taglio agente nella direzione del momento ultimo
ctg $\theta$	=Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
VRcd	=Taglio ultimo lato calcestruzzo
VRsd	=Taglio ultimo lato armatura
Asta	=Numero dell'asta
N1	=Nodo iniziale
N2	=Nodo finale
Tipo	=Tipo di verifica effettuata
Sez.	=Numero della sezione
B	=Base
H	=Altezza
Cf	=Copriferro
Cls	=Tipo di calcestruzzo
Fck	=Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo
Fctk	=Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo
Fcd	=Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
Fctd	=Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo
TP	=Tipo di acciaio
Fyk	=Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
Fyd	=Resistenza di calcolo dell'acciaio

Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati

Sez.	Tipo	B	H	Cf	Cls	Fck	Fctk	Fcd	Fctd	TP	Fyk	Fyd
		<m>	<m>	<m>		<kN/mq>	<kN/mq>	<kN/mq>	<kN/mq>		<kN/mq>	<kN/mq>
1R		1	1	0.07	C28/35	29050	1984.49	16461.7	1322.99	B450C	450000	391304

Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali - Asta n. 501 (3 4)

Caso	CC	X	TCC	N	My	Mz	Nu	Myu	Mzu	Rott.	$\alpha$	$\epsilon_c$	TS	Sic.
		<m>		<kN>	<kNm>	<kNm>	<kN>	<kNm>	<kNm>		<grad>			
1	1	0.4	SLU	-0	18.68	0	-0	1201.98	0	1-2	180	-1.96	N/e	64.332
2	2	0.4	SLU	-0	14.54	0	-0	1201.98	0	1-2	180	-1.96	N/e	82.667
3	3	0.4	SLU	-0	14.54	0	-0	1201.98	0	1-2	180	-1.96	N/e	82.667
4	4	0.4	SLU	-0	14.54	0	-0	1201.98	0	1-2	180	-1.96	N/e	82.667
5	5	0.4	SLU	-0	13.84	0	-0	1201.98	0	1-2	180	-1.96	N/e	86.848
6	6	0.4	SLU	-0	13.84	0	-0	1201.98	0	1-2	180	-1.96	N/e	86.848
7	7	0.4	SLU	-0	13.84	0	-0	1201.98	0	1-2	180	-1.96	N/e	86.848
8	8	0.4	SLU	-0	13.84	0	-0	1201.98	0	1-2	180	-1.96	N/e	86.848
9	9	0.4	SLU	-2.96	13.84	0	-2.96	1203.29	0	1-2	180	-1.96	N/e	86.943
10	10	0.4	SLU	-2.96	13.84	0	-2.96	1203.29	0	1-2	180	-1.96	N/e	86.943

Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali - Asta n. 501 (4 5)

Caso	CC	X	TCC	N	My	Mz	Nu	Myu	Mzu	Rott.	$\alpha$	$\epsilon_c$	TS	Sic.
		<m>		<kN>	<kNm>	<kNm>	<kN>	<kNm>	<kNm>		<grad>			
11	1	0	SLU	101.55	18.68	0	101.55	1156.98	0	1-2	180	-1.88	N/e	56.328
12	2	0	SLU	101.55	14.54	0	101.55	1156.98	0	1-2	180	-1.88	N/e	70.535
13	3	0	SLU	99.87	14.54	0	99.87	1157.72	0	1-2	180	-1.89	N/e	70.713
14	4	0	SLU	109.1	14.54	0	109.1	1153.63	0	1-2	180	-1.88	N/e	69.743
15	5	0	SLU	101.55	13.84	0	101.55	1156.98	0	1-2	180	-1.88	N/e	73.674
16	6	0	SLU	101.55	13.84	0	101.55	1156.98	0	1-2	180	-1.88	N/e	73.674
17	7	0	SLU	99.87	13.84	0	99.87	1157.72	0	1-2	180	-1.89	N/e	73.866
18	8	0	SLU	109.1	13.84	0	109.1	1153.63	0	1-2	180	-1.88	N/e	72.820
19	9	0	SLU	127.58	13.84	0	127.58	1145.42	0	1-2	180	-1.87	N/e	70.790
20	10	0	SLU	136.07	13.84	0	136.07	1141.65	0	1-2	180	-1.86	N/e	69.886
21	1	0.48	SLU	101.55	159.93	0	101.55	1156.98	0	1-2	180	-1.88	N/e	7.161
22	2	0.48	SLU	101.55	130.42	0	101.55	1156.98	0	1-2	180	-1.88	N/e	8.758
23	3	0.48	SLU	99.87	139.2	0	99.87	1157.72	0	1-2	180	-1.89	N/e	8.220
24	4	0.48	SLU	109.1	202.72	0	109.1	1153.63	0	1-2	180	-1.88	N/e	5.644
25	5	0.48	SLU	101.55	168.59	0	101.55	1156.98	0	1-2	180	-1.88	N/e	6.798
26	6	0.48	SLU	101.55	146.07	0	101.55	1156.98	0	1-2	180	-1.88	N/e	7.832
27	7	0.48	SLU	99.87	154.85	0	99.87	1157.72	0	1-2	180	-1.89	N/e	7.399
28	8	0.48	SLU	109.1	218.37	0	109.1	1153.63	0	1-2	180	-1.88	N/e	5.243
29	9	0.48	SLU	124.03	267.75	0	124.03	1146.99	0	1-2	180	-1.87	N/e	4.256
30	10	0.48	SLU	132.52	266.6	0	132.52	1143.22	0	1-2	180	-1.86	N/e	4.258

Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali - Asta n. 504 (-4 8)

Caso	CC	X	TCC	N	My	Mz	Nu	Myu	Mzu	Rott.	$\alpha$	$\epsilon_c$	TS	Sic.
		<m>		<kN>	<kNm>	<kNm>	<kN>	<kNm>	<kNm>		<grad>			
31	1	0	SLU	-203.02	-697.34	0	-203.02	-1395.12	-0	1-2	0	-2.23	N/e	2.001
32	2	0	SLU	-203.02	-756.97	0	-203.02	-1395.12	-0	1-2	0	-2.23	N/e	1.843
33	3	0	SLU	-199.66	-748.39	0	-199.66	-1393.66	-0	1-2	0	-2.23	N/e	1.862
34	4	0	SLU	-218.11	-879.35	0	-218.11	-1401.72	-0	1-2	0	-2.24	N/e	1.594
35	5	0	SLU	-203.02	-680.05	0	-203.02	-1395.12	-0	1-2	0	-2.23	N/e	2.052
36	6	0	SLU	-203.02	-728.49	0	-203.02	-1395.12	-0	1-2	0	-2.23	N/e	1.915
37	7	0	SLU	-199.66	-719.91	0	-199.66	-1393.66	-0	1-2	0	-2.23	N/e	1.936

38	8	0	SLU	-218.11	-850.87	0	-218.11	-1401.72	-0	1-2	0	-2.24N/e	1.647
39	9	0	SLU	-232.52	-959.35	0	-232.52	-1408.04	-0	1-2	0	-2.25N/e	1.468
40	10	0	SLU	-249.5	-1080.03	0	-249.5	-1415.43	-0	1-2	0	-2.26N/e	1.311
41	1	0.55	SLU	-203.02	-318.48	0	-203.02	-1395.12	-0	1-2	0	-2.23N/e	4.381
42	2	0.55	SLU	-203.02	-343.71	0	-203.02	-1395.12	-0	1-2	0	-2.23N/e	4.059
43	3	0.55	SLU	-199.66	-341.06	0	-199.66	-1393.66	-0	1-2	0	-2.23N/e	4.086
44	4	0.55	SLU	-218.11	-407.85	0	-218.11	-1401.72	-0	1-2	0	-2.24N/e	3.437
45	5	0.55	SLU	-203.02	-315.43	0	-203.02	-1395.12	-0	1-2	0	-2.23N/e	4.423
46	6	0.55	SLU	-203.02	-334.02	0	-203.02	-1395.12	-0	1-2	0	-2.23N/e	4.177
47	7	0.55	SLU	-199.66	-331.37	0	-199.66	-1393.66	-0	1-2	0	-2.23N/e	4.206
48	8	0.55	SLU	-218.11	-398.16	0	-218.11	-1401.72	-0	1-2	0	-2.24N/e	3.520
49	9	0.55	SLU	-241.46	-453.06	0	-241.46	-1411.92	-0	1-2	0	-2.26N/e	3.116
50	10	0.55	SLU	-258.44	-506.69	0	-258.44	-1419.34	-0	1-2	0	-2.27N/e	2.801

Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali - Asta n. 504 (8 9)

Caso	CC	X <m>	TCC	N <kN>	My <kNm>	Mz <kNm>	Nu <kN>	Myu <kNm>	Mzu <kNm>	Rott.	α <grad>	ε <sub>c</sub>	TS	Sic.
51	1	0	SLU	-101.49	-318.48	0	-101.49	-1350.67	-0	1-2	0	-2.15N/e	4.241	
52	2	0	SLU	-101.49	-343.71	0	-101.49	-1350.67	-0	1-2	0	-2.15N/e	3.930	
53	3	0	SLU	-99.82	-341.06	0	-99.82	-1349.93	-0	1-2	0	-2.15N/e	3.958	
54	4	0	SLU	-109.04	-407.85	0	-109.04	-1353.98	-0	1-2	0	-2.16N/e	3.320	
55	5	0	SLU	-101.49	-315.43	0	-101.49	-1350.67	-0	1-2	0	-2.15N/e	4.282	
56	6	0	SLU	-101.49	-334.02	0	-101.49	-1350.67	-0	1-2	0	-2.15N/e	4.044	
57	7	0	SLU	-99.82	-331.37	0	-99.82	-1349.93	-0	1-2	0	-2.15N/e	4.074	
58	8	0	SLU	-109.04	-398.16	0	-109.04	-1353.98	-0	1-2	0	-2.16N/e	3.401	
59	9	0	SLU	-110.96	-453.06	0	-110.96	-1354.82	-0	1-2	0	-2.16N/e	2.990	
60	10	0	SLU	-119.45	-506.69	0	-119.45	-1358.55	-0	1-2	0	-2.17N/e	2.681	
61	1	0.8	SLU	-101.49	5.94	0	-16461.7	1246.83	0	1-2	180	-2.03N/e	>100	
62	2	0.8	SLU	-101.49	5.94	0	-16461.7	1246.83	0	1-2	180	-2.03N/e	>100	
63	3	0.8	SLU	-99.82	5.94	0	-16461.7	1246.09	0	1-2	180	-2.03N/e	>100	
64	4	0.8	SLU	-109.04	5.94	0	-16461.7	1250.17	0	1-2	180	-2.04N/e	>100	
65	5	0.8	SLU	-101.49	4.4	0	-16461.7	1246.83	0	1-2	180	-2.03N/e	>100	
66	6	0.8	SLU	-101.49	4.4	0	-16461.7	1246.83	0	1-2	180	-2.03N/e	>100	
67	7	0.8	SLU	-99.82	4.4	0	-16461.7	1246.09	0	1-2	180	-2.03N/e	>100	
68	8	0.8	SLU	-109.04	4.4	0	-16461.7	1250.17	0	1-2	180	-2.04N/e	>100	
69	9	0.8	SLU	-123.97	4.4	0	-16461.7	1256.75	0	1-2	180	-2.05N/e	>100	
70	10	0.8	SLU	-132.46	4.4	0	-16461.7	1260.5	0	1-2	180	-2.06N/e	>100	

Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali - Asta n. 504 (9 10)

Caso	CC	X <m>	TCC	N <kN>	My <kNm>	Mz <kNm>	Nu <kN>	Myu <kNm>	Mzu <kNm>	Rott.	$\alpha$ <grad>	$\epsilon_c$	TS	Sic.
71	1	0	SLU	-0	5.94	0	-0	1201.98	0	1-2	180	-1.96N/e	>100	
72	2	0	SLU	-0	5.94	0	-0	1201.98	0	1-2	180	-1.96N/e	>100	
73	3	0	SLU	-0	5.94	0	-0	1201.98	0	1-2	180	-1.96N/e	>100	
74	4	0	SLU	-0	5.94	0	-0	1201.98	0	1-2	180	-1.96N/e	>100	
75	5	0	SLU	-0	4.4	0	-0	1201.98	0	1-2	180	-1.96N/e	>100	
76	6	0	SLU	-0	4.4	0	-0	1201.98	0	1-2	180	-1.96N/e	>100	
77	7	0	SLU	-0	4.4	0	-0	1201.98	0	1-2	180	-1.96N/e	>100	
78	8	0	SLU	-0	4.4	0	-0	1201.98	0	1-2	180	-1.96N/e	>100	
79	9	0	SLU	6.5	4.4	0	6.5	1199.11	0	1-2	180	-1.95N/e	>100	
80	10	0	SLU	6.5	4.4	0	6.5	1199.11	0	1-2	180	-1.95N/e	>100	
81	1	0.32	SLU	-0	0.24	0	-0	1201.98	0	1-2	180	-1.96N/e	>100	
82	2	0.32	SLU	-0	0.24	0	-0	1201.98	0	1-2	180	-1.96N/e	>100	
83	3	0.32	SLU	-0	0.24	0	-0	1201.98	0	1-2	180	-1.96N/e	>100	
84	4	0.32	SLU	-0	0.24	0	-0	1201.98	0	1-2	180	-1.96N/e	>100	
85	5	0.32	SLU	-0	0.18	0	-0	1201.98	0	1-2	180	-1.96N/e	>100	
86	6	0.32	SLU	-0	0.18	0	-0	1201.98	0	1-2	180	-1.96N/e	>100	
87	7	0.32	SLU	-0	0.18	0	-0	1201.98	0	1-2	180	-1.96N/e	>100	
88	8	0.32	SLU	-0	0.18	0	-0	1201.98	0	1-2	180	-1.96N/e	>100	
89	9	0.32	SLU	1.3	0.18	0	1.3	1201.37	0	1-2	180	-1.96N/e	>100	
90	10	0.32	SLU	1.3	0.18	0	1.3	1201.37	0	1-2	180	-1.96N/e	>100	
91	1	0.4	SLU	-0	-0	0	-16461.7					N/e	>100	
92	2	0.4	SLU	-0	-0	0	-16461.7					N/e	>100	
93	3	0.4	SLU	-0	-0	0	-16461.7					N/e	>100	
94	4	0.4	SLU	-0	-0	0	-16461.7					N/e	>100	
95	5	0.4	SLU	-0	-0	0	-16461.7					N/e	>100	
96	6	0.4	SLU	-0	-0	0	-16461.7					N/e	>100	
97	7	0.4	SLU	-0	-0	0	-16461.7					N/e	>100	
98	8	0.4	SLU	-0	-0	0	-16461.7					N/e	>100	
99	9	0.4	SLU	-0	-0	0	-16461.7					N/e	>100	
100	10	0.4	SLU	-0	-0	0	-16461.7					N/e	>100	

Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti - Asta n. 501 (3 4)

Caso	CC	X <m>	Ty <kN>	Tz <kN>	bw <m>	Asw <cmq>	Vsdu <kN>	ctg $\theta$	VRcd <kN>	VRsd <kN>
1	1	0.4	0	-93.42	1	15.9	93.42	2.2	2623.16	1158.3
2	2	0.4	0	-72.7	1	15.9	72.7	2.2	2623.16	1158.3
3	3	0.4	0	-72.7	1	15.9	72.7	2.2	2623.16	1158.3
4	4	0.4	0	-72.7	1	15.9	72.7	2.2	2623.16	1158.3
5	5	0.4	0	-69.2	1	15.9	69.2	2.2	2623.16	1158.3
6	6	0.4	0	-69.2	1	15.9	69.2	2.2	2623.16	1158.3



7	7	0.4	0	-69.2	1	15.9	69.2	2.2	2623.16	1158.3
8	8	0.4	0	-69.2	1	15.9	69.2	2.2	2623.16	1158.3
9	9	0.4	0	-69.2	1	15.9	69.2	2.2	2623.63	1158.3
10	10	0.4	0	-69.2	1	15.9	69.2	2.2	2623.63	1158.3

Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti - Asta n. 501 (4 5)

Caso	CC	X <m>	Ty <kN>	Tz <kN>	bw <m>	Asw <cmq>	Vsdu <kN>	ctgθ	VRcd <kN>	VRsd <kN>
11	1	0	0	-238.22	1	15.9	238.22	2.2	2623.16	1158.3
12	2	0	0	-197.81	1	15.9	197.81	2.2	2623.16	1158.3
13	3	0	0	-216.1	1	15.9	216.1	2.2	2623.16	1158.3
14	4	0	0	-348.42	1	15.9	348.42	2.2	2623.16	1158.3
15	5	0	0	-280.88	1	15.9	280.88	2.2	2623.16	1158.3
16	6	0	0	-233.97	1	15.9	233.97	2.2	2623.16	1158.3
17	7	0	0	-252.26	1	15.9	252.26	2.2	2623.16	1158.3
18	8	0	0	-384.58	1	15.9	384.58	2.2	2623.16	1158.3
19	9	0	0	-487.46	1	15.9	487.46	2.2	2623.16	1158.3
20	10	0	0	-485.06	1	15.9	485.06	2.2	2623.16	1158.3
21	1	0.48	0	-350.32	1	15.9	350.32	2.2	2623.16	1158.3
22	2	0.48	0	-285.05	1	15.9	285.05	2.2	2623.16	1158.3
23	3	0.48	0	-303.34	1	15.9	303.34	2.2	2623.16	1158.3
24	4	0.48	0	-435.66	1	15.9	435.66	2.2	2623.16	1158.3
25	5	0.48	0	-363.92	1	15.9	363.92	2.2	2623.16	1158.3
26	6	0.48	0	-317.01	1	15.9	317.01	2.2	2623.16	1158.3
27	7	0.48	0	-335.3	1	15.9	335.3	2.2	2623.16	1158.3
28	8	0.48	0	-467.63	1	15.9	467.63	2.2	2623.16	1158.3
29	9	0.48	0	-570.5	1	15.9	570.5	2.2	2623.16	1158.3
30	10	0.48	0	-568.1	1	15.9	568.1	2.2	2623.16	1158.3

Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti - Asta n. 504 (-4 8)

Caso	CC	X <m>	Ty <kN>	Tz <kN>	bw <m>	Asw <cmq>	Vsdu <kN>	ctgθ	VRcd <kN>	VRsd <kN>
31	1	0	0	-668.42	1	15.9	668.42	2.2	2655.51	1158.3
32	2	0	0	-730.96	1	15.9	730.96	2.2	2655.51	1158.3
33	3	0	0	-720.2	1	15.9	720.2	2.2	2654.97	1158.3
34	4	0	0	-836.85	1	15.9	836.85	2.2	2657.91	1158.3
35	5	0	0	-647.82	1	15.9	647.82	2.2	2655.51	1158.3
36	6	0	0	-702.09	1	15.9	702.09	2.2	2655.51	1158.3
37	7	0	0	-691.32	1	15.9	691.32	2.2	2654.97	1158.3
38	8	0	0	-807.98	1	15.9	807.98	2.2	2657.91	1158.3
39	9	0	0	-905.39	1	15.9	905.39	2.2	2660.21	1158.3
40	10	0	0	-1027.31	1	15.9	1027.31	2.2	2662.91	1158.3
41	1	0.55	0	-709.25	1	15.9	709.25	2.2	2655.51	1158.3
42	2	0.55	0	-771.8	1	15.9	771.8	2.2	2655.51	1158.3
43	3	0.55	0	-761.03	1	15.9	761.03	2.2	2654.97	1158.3
44	4	0.55	0	-877.69	1	15.9	877.69	2.2	2657.91	1158.3
45	5	0.55	0	-678.07	1	15.9	678.07	2.2	2655.51	1158.3
46	6	0.55	0	-732.34	1	15.9	732.34	2.2	2655.51	1158.3
47	7	0.55	0	-721.57	1	15.9	721.57	2.2	2654.97	1158.3
48	8	0.55	0	-838.23	1	15.9	838.23	2.2	2657.91	1158.3
49	9	0.55	0	-935.64	1	15.9	935.64	2.2	2661.63	1158.3
50	10	0.55	0	-1057.56	1	15.9	1057.56	2.2	2664.34	1158.3

Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti - Asta n. 504 (8 9)

Caso	CC	X <m>	Ty <kN>	Tz <kN>	bw <m>	Asw <cmq>	Vsdu <kN>	ctgθ	VRcd <kN>	VRsd <kN>
51	1	0	0	-375.82	1	15.9	375.82	2.2	2639.33	1158.3
52	2	0	0	-407.36	1	15.9	407.36	2.2	2639.33	1158.3
53	3	0	0	-404.04	1	15.9	404.04	2.2	2639.06	1158.3
54	4	0	0	-487.54	1	15.9	487.54	2.2	2640.53	1158.3
55	5	0	0	-377.78	1	15.9	377.78	2.2	2639.33	1158.3
56	6	0	0	-401.03	1	15.9	401.03	2.2	2639.33	1158.3
57	7	0	0	-397.71	1	15.9	397.71	2.2	2639.06	1158.3
58	8	0	0	-481.2	1	15.9	481.2	2.2	2640.53	1158.3
59	9	0	0	-549.83	1	15.9	549.83	2.2	2640.84	1158.3
60	10	0	0	-616.86	1	15.9	616.86	2.2	2642.19	1158.3
61	1	0.8	0	-435.22	1	15.9	435.22	2.2	2639.33	1158.3
62	2	0.8	0	-466.76	1	15.9	466.76	2.2	2639.33	1158.3
63	3	0.8	0	-463.44	1	15.9	463.44	2.2	2639.06	1158.3
64	4	0.8	0	-546.94	1	15.9	546.94	2.2	2640.53	1158.3
65	5	0.8	0	-421.78	1	15.9	421.78	2.2	2639.33	1158.3
66	6	0.8	0	-445.03	1	15.9	445.03	2.2	2639.33	1158.3
67	7	0.8	0	-441.71	1	15.9	441.71	2.2	2639.06	1158.3
68	8	0.8	0	-525.2	1	15.9	525.2	2.2	2640.53	1158.3
69	9	0.8	0	-593.83	1	15.9	593.83	2.2	2642.91	1158.3
70	10	0.8	0	-660.86	1	15.9	660.86	2.2	2644.26	1158.3

Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti - Asta n. 504 (9 10)

Caso	CC	X <m>	Ty <kN>	Tz <kN>	bw <m>	Asw <cmq>	Vsdu <kN>	ctgθ	VRcd <kN>	VRsd <kN>
------	----	----------	------------	------------	-----------	--------------	--------------	------	--------------	--------------

71	1	0	0	29.7	1	15.9	29.7	2.2	2623.16	1158.3
72	2	0	0	29.7	1	15.9	29.7	2.2	2623.16	1158.3
73	3	0	0	29.7	1	15.9	29.7	2.2	2623.16	1158.3
74	4	0	0	29.7	1	15.9	29.7	2.2	2623.16	1158.3
75	5	0	0	22	1	15.9	22	2.2	2623.16	1158.3
76	6	0	0	22	1	15.9	22	2.2	2623.16	1158.3
77	7	0	0	22	1	15.9	22	2.2	2623.16	1158.3
78	8	0	0	22	1	15.9	22	2.2	2623.16	1158.3
79	9	0	0	22	1	15.9	22	2.2	2623.16	1158.3
80	10	0	0	22	1	15.9	22	2.2	2623.16	1158.3
81	1	0.32	0	5.94	1	15.9	5.94	2.2	2623.16	1158.3
82	2	0.32	0	5.94	1	15.9	5.94	2.2	2623.16	1158.3
83	3	0.32	0	5.94	1	15.9	5.94	2.2	2623.16	1158.3
84	4	0.32	0	5.94	1	15.9	5.94	2.2	2623.16	1158.3
85	5	0.32	0	4.4	1	15.9	4.4	2.2	2623.16	1158.3
86	6	0.32	0	4.4	1	15.9	4.4	2.2	2623.16	1158.3
87	7	0.32	0	4.4	1	15.9	4.4	2.2	2623.16	1158.3
88	8	0.32	0	4.4	1	15.9	4.4	2.2	2623.16	1158.3
89	9	0.32	0	4.4	1	15.9	4.4	2.2	2623.16	1158.3
90	10	0.32	0	4.4	1	15.9	4.4	2.2	2623.16	1158.3

Verifiche stato limite d'esercizio - Asta n. 501 (3 4)

Caso	CC	TCC	X <m>	N <kN>	My <kNm>	AfT <cmq>	AfC <cmq>	$\sigma_c$ <kN/mq>	$\sigma_\epsilon$ <kN/mq>
101	11	SLE R	0.4	-0	13.84	34.15	37.16	101.67	4672.39
102	12	SLE R	0.4	-0	13.84	34.15	37.16	101.67	4672.39
103	13	SLE R	0.4	-0	13.84	34.15	37.16	101.67	4672.39
104	14	SLE R	0.4	-0	13.84	34.15	37.16	101.67	4672.39

Verifiche stato limite d'esercizio - Asta n. 501 (4 5)

Caso	CC	TCC	X <m>	N <kN>	My <kNm>	AfT <cmq>	AfC <cmq>	$\sigma_c$ <kN/mq>	$\sigma_\epsilon$ <kN/mq>
105	11	SLE R	0	75.22	13.84	71.31	0	0	15619.4
106	12	SLE R	0	75.22	13.84	71.31	0	0	15619.4
107	13	SLE R	0	77.59	13.84	71.31	0	0	15965.9
108	14	SLE R	0	77.59	13.84	71.31	0	0	15965.9
109	11	SLE R	0.48	75.22	118.47	34.15	37.16	775.79	50408.1
110	12	SLE R	0.48	75.22	101.79	34.15	37.16	649.63	44812.7
111	13	SLE R	0.48	77.59	117.57	34.15	37.16	765.32	50441.2
112	14	SLE R	0.48	77.59	128	34.15	37.16	843.87	53943.9

Verifiche stato limite d'esercizio - Asta n. 504 (-4 8)

Caso	CC	TCC	X <m>	N <kN>	My <kNm>	AfT <cmq>	AfC <cmq>	$\sigma_c$ <kN/mq>	$\sigma_\epsilon$ <kN/mq>
113	11	SLE R	0	-150.38	-516.54	37.16	34.15	3869.47	142634
114	12	SLE R	0	-150.38	-552.43	37.16	34.15	4130.04	153788
115	13	SLE R	0	-155.11	-576.34	37.16	34.15	4307.4	160657
116	14	SLE R	0	-155.11	-553.9	37.16	34.15	4144.45	153680
117	11	SLE R	0.55	-150.38	-235.91	37.16	34.15	1821.12	55623.5
118	12	SLE R	0.55	-150.38	-249.68	37.16	34.15	1922.56	59871.2
119	13	SLE R	0.55	-155.11	-262.43	37.16	34.15	2019.07	63266.3
120	14	SLE R	0.55	-155.11	-253.82	37.16	34.15	1955.68	60607.8

Verifiche stato limite d'esercizio - Asta n. 504 (8 9)

Caso	CC	TCC	X <m>	N <kN>	My <kNm>	AfT <cmq>	AfC <cmq>	$\sigma_c$ <kN/mq>	$\sigma_\epsilon$ <kN/mq>
121	11	SLE R	0	-75.18	-235.91	37.16	34.15	1772.22	64368.3
122	12	SLE R	0	-75.18	-249.68	37.16	34.15	1872.32	68648.2
123	13	SLE R	0	-77.55	-262.43	37.16	34.15	1966.8	72329.9
124	14	SLE R	0	-77.55	-253.82	37.16	34.15	1904.21	69652.6
125	11	SLE R	0.8	-75.18	4.4	0	71.31	88.34	1288.18
126	12	SLE R	0.8	-75.18	4.4	0	71.31	88.34	1288.18
127	13	SLE R	0.8	-77.55	4.4	0	71.31	90.45	1319.96
128	14	SLE R	0.8	-77.55	4.4	0	71.31	90.45	1319.96

Verifiche stato limite d'esercizio - Asta n. 504 (9 10)

Caso	CC	TCC	X <m>	N <kN>	My <kNm>	AfT <cmq>	AfC <cmq>	$\sigma_c$ <kN/mq>	$\sigma_\epsilon$ <kN/mq>
129	11	SLE R	0	-0	4.4	34.15	37.16	32.32	1485.44
130	12	SLE R	0	-0	4.4	34.15	37.16	32.32	1485.44
131	13	SLE R	0	-0	4.4	34.15	37.16	32.32	1485.44
132	14	SLE R	0	-0	4.4	34.15	37.16	32.32	1485.44
133	11	SLE R	0.32	-0	0.18	34.15	37.16	1.29	59.42
134	12	SLE R	0.32	-0	0.18	34.15	37.16	1.29	59.42
135	13	SLE R	0.32	-0	0.18	34.15	37.16	1.29	59.42
136	14	SLE R	0.32	-0	0.18	34.15	37.16	1.29	59.42
137	11	SLE R	0.4	-0	-0	0	0	0	0
138	12	SLE R	0.4	-0	-0	0	0	0	0
139	13	SLE R	0.4	-0	-0	0	0	0	0

140	14	SLE R	0.4	-0	-0	0	0	0	0
-----	----	-------	-----	----	----	---	---	---	---

Verifiche stato limite di formazione delle fessure - Asta n. 501 (3 4)

Caso	CC	X <m>	TCC	N <kN>	My <kNm>	Mz <kNm>	c <mm>	s <mm>	K3	S <sub>rm</sub> <mm>	Φ	A <sub>s</sub> <cmq>	A <sub>c eff</sub> <cmq>	σ <sub>s</sub> <kN/mq>	σ <sub>sr</sub> <kN/mq>	ε <sub>sm</sub>	Wk <mm>
141	15	0.4	SLE F	-0	13.84	0	47	147.24	0.19	255.86	26	34.15	2289.93	4672.39	238125	0.01	0
142	16	0.4	SLE F	-0	13.84	0	47	147.24	0.19	255.86	26	34.15	2289.93	4672.39	238125	0.01	0

Verifiche stato limite di formazione delle fessure - Asta n. 501 (4 5)

Caso	CC	X <m>	TCC	N <kN>	My <kNm>	Mz <kNm>	c <mm>	s <mm>	K3	S <sub>rm</sub> <mm>	Φ	A <sub>s</sub> <cmq>	A <sub>c eff</sub> <cmq>	σ <sub>s</sub> <kN/mq>	σ <sub>sr</sub> <kN/mq>	ε <sub>sm</sub>	Wk <mm>
143	15	0	SLE F	71.64	13.84	0	47	147.24	0.22	276.41	26	34.15	2289.93	15094.9	323971	0.03	0.01
144	16	0	SLE F	71.64	13.84	0	47	147.24	0.22	276.41	26	34.15	2289.93	15094.9	323971	0.03	0.01
145	15	0.48	SLE F	71.64	109.26	0	47	147.24	0.2	260.44	26	34.15	2289.93	46810.1	268856	0.09	0.04
146	16	0.48	SLE F	71.64	97.67	0	47	147.24	0.2	260.92	26	34.15	2289.93	42923.5	272217	0.08	0.04

Verifiche stato limite di formazione delle fessure - Asta n. 504 (-4 8)

Caso	CC	X <m>	TCC	N <kN>	My <kNm>	Mz <kNm>	c <mm>	s <mm>	K3	S <sub>rm</sub> <mm>	Φ	A <sub>s</sub> <cmq>	A <sub>c eff</sub> <cmq>	σ <sub>s</sub> <kN/mq>	σ <sub>sr</sub> <kN/mq>	ε <sub>sm</sub>	Wk <mm>
147	15	0	SLE F	-143.22	-486.5	0	47	147.21	0.19	245.92	26	37.16	2354.66	134150	207300	0.26	0.11
148	16	0	SLE F	-143.22	-511.43	0	47	147.21	0.19	246.04	26	37.16	2354.66	141898	207996	0.28	0.12
149	15	0.55	SLE F	-143.22	-221.3	0	47	147.21	0.18	242.72	26	37.16	2354.66	51934.5	189660	0.1	0.04
150	16	0.55	SLE F	-143.22	-230.87	0	47	147.21	0.18	242.98	26	37.16	2354.66	54883.8	191035	0.11	0.04

Verifiche stato limite di formazione delle fessure - Asta n. 504 (8 9)

Caso	CC	X <m>	TCC	N <kN>	My <kNm>	Mz <kNm>	c <mm>	s <mm>	K3	S <sub>rm</sub> <mm>	Φ	A <sub>s</sub> <cmq>	A <sub>c eff</sub> <cmq>	σ <sub>s</sub> <kN/mq>	σ <sub>sr</sub> <kN/mq>	ε <sub>sm</sub>	Wk <mm>
151	15	0	SLE F	-71.6	-221.3	0	47	147.21	0.19	245.67	26	37.16	2354.66	60254.2	205881	0.12	0.05
152	16	0	SLE F	-71.6	-230.87	0	47	147.21	0.19	245.79	26	37.16	2354.66	63227.1	206534	0.12	0.05

Verifiche stato limite di formazione delle fessure - Asta n. 504 (9 10)

Caso	CC	X <m>	TCC	N <kN>	My <kNm>	Mz <kNm>	c <mm>	s <mm>	K3	S <sub>rm</sub> <mm>	Φ	A <sub>s</sub> <cmq>	A <sub>c eff</sub> <cmq>	σ <sub>s</sub> <kN/mq>	σ <sub>sr</sub> <kN/mq>	ε <sub>sm</sub>	Wk <mm>
155	15	0	SLE F	-0	4.4	0	47	147.24	0.19	255.86	26	34.15	2289.93	1485.44	238125	0	0
156	16	0	SLE F	-0	4.4	0	47	147.24	0.19	255.86	26	34.15	2289.93	1485.44	238125	0	0
157	15	0.32	SLE F	-0	0.18	0	47	147.24	0.19	255.86	26	34.15	2289.93	59.42	238125	0	0
158	16	0.32	SLE F	-0	0.18	0	47	147.24	0.19	255.86	26	34.15	2289.93	59.42	238125	0	0

Verifiche principali - Asta n. 504 (-4 8)

Caso	Asta	N1	N2	Tipo
40	504	-4	8	SLU N cost - min. sic.
50	504	-4	8	SLU Taglio - min. sic. c.a., SLU Taglio - min. sic. acciaio
115	504	-4	8	C.Rare - Sc min (max compr.), C.Rare - Sf max (max traz.), C.Rare - Sf min (max compr.)
148	504	-4	8	C.Freq - Wk Max

## VERIFICA AVANZATTA

Data la geometria dell'avanzaterra, si conduce anche la verifica strutturale con schema tirante-puntone. La verifica viene cautelativamente condotta considerando la massima reazione dei micropali ( $N = 622 \text{ kN}$ ) dedotta dall'analisi della palificata condotta con il software GROUP.

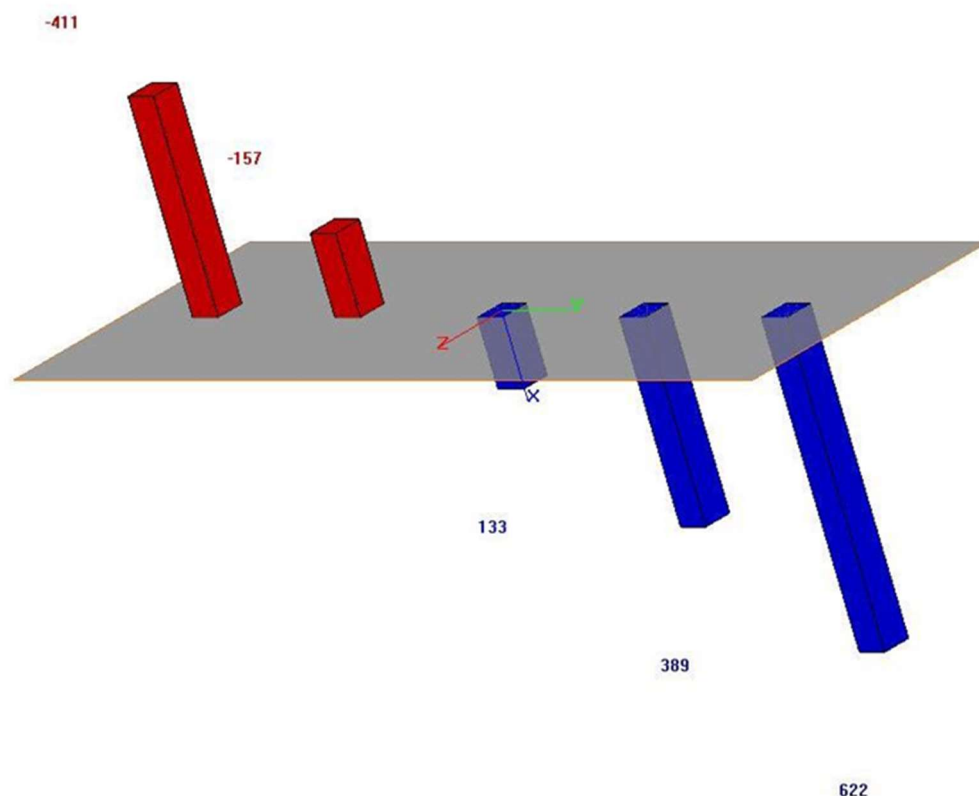


Figura 5-12. Spalle – Reazioni max sui micropali (da Relazione APE)

SPALLA SUD - AVANZATTA							
CARICHI DI PROGETTO							
Reazioni max (Condizione sismica)							
R1 =	622 kN	reazione micropalo 1					
d1 =	1.1 m	distanza palo esterno - filo paramento					
R2 =	389 kN	reazione micropalo 2					
d2 =	0.3 m	distanza micropalo 2 - filo paramento					
M v1 =	800.9 kNm/m				Tv1 =	1011.0 kN/m	
z ver =	1 m						

Si considerano per le verifiche le seguenti combinazioni di calcolo									
1-SLU = 1.0*Qperm + 1.0*Qsisma									
AZIONI DI CALCOLO									
1-SLU	Md =	800.9	kNm/m			Td =	1011.0	kN/m	
SLER	Md =	480.5	kNm/m			Td =	606.6	kN/m	
SLEF	Md =	160.2	kNm/m			Td =	202.2	kN/m	
SLEQ	Md =	0.0	kNm/m			Td =	0.0	kN/m	
DATI GEOMETRICI									
MATERIALI									
b =	0.8	m				CLS	28/35		
h =	1	m				fc =	28	N/mm2	
c' =	0.060	m				fcd =	15.9	N/mm2	
As' =	0.00212	m2	4	fi	26	ACCIAIO	B450C		
c =	0.060		0		22	fy =	450	N/mm2	
As =	0.00319	m2	4	fi	26	fyd =	391.3	N/mm2	
d' =	0.073		2		26	E acc =	200000	N/mm2	
d =	0.927	m				n =	15		
			fi	s	n° b				
As taglio =	0.00064	m2	18	0.4	2.5				
ctg teta =	2.2								
alfa =	90								
Mu =	1094.3	kNm							
Tu =	350.5	kN	(sezione non armata)						
Tu =	1142.29	kN	(sezione con armature resistenti a taglio)						
VERIFICHE									
SLU									
CC1	Md =	800.9	kN/m	<	Mu =	1094.3	kNm	ok!	
CC1	Td =	1011.0	kN/m	<	Tu =	1142.3	KN	ok!	
SLE									
	Md	σ c	σ 's	σ s		Wk			
	[kNm/m]	[N/mm2]	[N/mm2]	[N/mm2]		[mm]			
CC Rara	480.5	4.5	51.6	178.1		-			
CC Freq	160.2	1.5	17.2	59.4		0.086			
CC QP	0.0	0.0	0.0	0.0		0.000			

## VERIFICA A PUNZONAMENTO ZATTERA DI FONDAZIONE

La max azione sul micropalo vale (vedi Documento APE):

$N = 622 \text{ kN}$

### CASO 1: VERIFICA A TAGLIO-PUNZONAMENTO DI SOLETTA IN C.A. SENZA ARMATURA

N.B.: Modificare celle con testo in rosso

#### Caratteristiche materiali

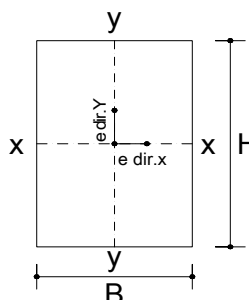
$R_{ck}$	35	$\text{N/mm}^2$	$\gamma_{acciaio}$	1.15	
$\gamma_c$	1.5		B450C	450	$\text{N/mm}^2$
$f_{ck}$	29	$\text{N/mm}^2$	$f_{yd}$	391.3	$\text{N/mm}^2$
$f_{cd}$	16.46	$\text{N/mm}^2$			

#### Sollecitazioni

$N$	622 kN	sforzo normale
$M_{x-x}$	0 kNm	Momento flettente intorno all'asse x-x
$M_{y-y}$	0 kNm	Momento flettente intorno all'asse y-y

#### Caratteristiche geometriche

$B$	200 mm	base pilastro
$H$	200 mm	altezza pilastro
$s$	1000 mm	spessore soletta piena del solaio
$c$	50 mm	copriferro della soletta piena del solaio
$d_x$	937 mm	altezza utile dell'armatura soletta in dir.X
$d_y$	914 mm	altezza utile dell'armatura soletta in dir.Y
$d$	925.5 mm	altezza utile media



#### pilastro d'angolo

$u_0$	400 mm	perimetro linea di punzonamento posto a contorno del pilastro
$u^*_1$	3108 mm	perimetro linea di punzonamento ridotto posto a $2d$
$u_1$	3308 mm	perimetro linea di punzonamento posto a $2d$
$\beta$	1.50	fattore amplificativo che tiene conto dell'eccentricità

#### Armatura superiore in direzione x e y

$A_{sup,x}$	1Ø	26	passo	200	mm	$\rho_{l,x}$	0.0029
$A_{sup,y}$	1Ø	20	passo	200	mm	$\rho_{l,y}$	0.0017
$\rho_l$	0.0022						percentuale geometrica di armatura.
$k$	1.46						

#### Calcolo a punzonamento lungo il contorno del pilastro

Tensione di punzonamento di progetto lungo il contorno del pilastro ( $u_0$ )

$$V_{Ed} = 2.52 \text{ N/mm}^2$$

Massimo valore della resistenza a taglio-punzonamento

$$V_{Rd,max} = 4.12 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Ed} < V_{Rd,max} \quad \text{la verifica lungo il contorno del pilastro è soddisfatta}$$

#### Calcolo a punzonamento lungo il perimetro di verifica a distanza $2d$

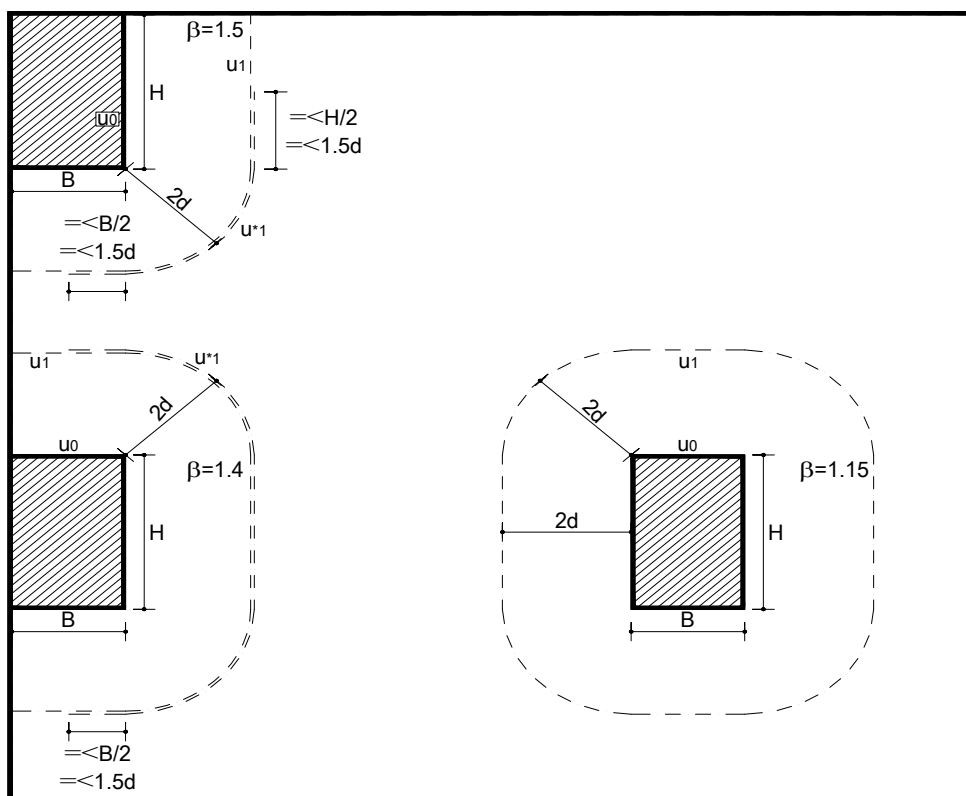
Tensione di punzonamento di progetto lungo il perimetro di verifica a distanza  $2d$

$$V_{Ed} = 0.30 \text{ N/mm}^2$$

Massimo valore della resistenza a taglio-punzonamento

$$V_{Rd,max} = 0.33 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Ed} < V_{Rd,max} \quad \text{la verifica lungo il perimetro posto a } 2d \text{ è soddisfatta}$$





### 5.3.5 Analisi strutturale del paraghiaia

Il dimensionamento del paraghiaia è fatto con riferimento all'effettivo spessore di 30 cm e ad un'altezza di 1.47 m; per il calcolo del muro paraghiaia si deve considerare un'azione orizzontale longitudinale di frenamento, applicata alla testa del muro, di valore caratteristico pari al 60% del carico asse  $Q_{1,k}$ ; pertanto in ponti di prima categoria si considera un carico di 180 kN. A tale azione si sovrappone quella legata alla spinta del terreno a tergo del paraghiaia stesso, in presenza anche del sovraccarico variabile legato al traffico.

Le azioni agenti sul paraghiaia sono determinate con riferimento al modello FENM 2D della spalla descritto ed analizzato nei precedenti paragrafi paraghiaia è schematizzato facendo riferimento ad uno schema di mensola incastrata alla base; la verifica è effettuata nella sezione di incastro più sollecitata tenendo conto di una diffusione del carico a  $45^\circ$ .

Si considera una diffusione del carico a  $45^\circ$  su una larghezza di  $2,40+1.50 = 3.9$  m e quindi una forza di frenatura a metro pari a  $f = 180/3.9 = 46$  kN/m.

Le azioni alla base del paraghiaia determinate dal modello di calcolo sono riportate nella seguente tabella.(vedi in particolare CC 4 per SLU).

Si considerano le seguenti armature.

- Armatura paraghiaia:
  - o Armatura lato controterra: 1Ø18/20cm
  - o Armatura lato impalcato: 1Ø16/20cm
  - o Armatura a taglio: spilli 1Ø10/40x40cm

Si riportano di seguito le verifiche SLU ed SLE per il paraghiaia

### Verifiche sezioni aste

#### Simbologia

Caso	= Caso di verifica
CC	= Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
X	= Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale
TCC	= Tipo di combinazione di carico
	SLU = Stato limite ultimo
	SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)
	SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
	SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
	SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
	SLD = Stato limite di danno
	SLV = Stato limite di salvaguardia della vita
	SLC = Stato limite di prevenzione del collasso
	SLO = Stato limite di operatività
	SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco
N	= Sforzo normale
My	= Momento flettente intorno all'asse Y
Mz	= Momento flettente intorno all'asse Z
Nu	= Sforzo normale ultimo
Myu	= Momento ultimo intorno all'asse Y
Mzu	= Momento ultimo intorno all'asse Z
Rott.	= Tipo di rottura
	1-2 = Rott. acciaio: $\epsilon_y < \epsilon_{yd}$ , $\epsilon_c < \epsilon_{cu}$
	2-3 = Rott. cls: $\epsilon_y < \epsilon_{yd}$ , $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$
	3-4 = Rott. cls: $\epsilon_{c0} < \epsilon_c < \epsilon_{cu}$
$\alpha$	= Angolo asse neutro a rottura
$\epsilon_c$	= Deformazione nel calcestruzzo (*1000)
TS	= Modalità di calcolo sicurezza
	N/e = N costante ed eccentricità costante
	My/e = My costante ed eccentricità costante
	My/N = My e N costante
	Mz/e = Mz costante ed eccentricità costante
	Mz/N = Mz e N costante
Sic.	= Sicurezza a rottura
AfT	= Area di ferro tesa
AfC	= Area di ferro compressa
$\sigma_c$	= Tensione nel calcestruzzo
$\sigma_f$	= Tensione nel ferro

c	=	Ricoprimento dell'armatura
s	=	Distanza minima tra le barre
K3	=	Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione
s <sub>rm</sub>	=	Distanza media tra le fessure
Φ	=	Diametro della barra
A <sub>s</sub>	=	Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
A <sub>c eff</sub>	=	Area di calcestruzzo efficace
σ <sub>s</sub>	=	Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
σ <sub>sr</sub>	=	Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo
ε <sub>sm</sub>	=	Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)
W <sub>k</sub>	=	Apertura delle fessure
T <sub>y</sub>	=	Taglio in dir. Y
T <sub>z</sub>	=	Taglio in dir. Z
bw	=	Larghezza membratura resistente al taglio
Asw	=	Area armatura trasversale
Af tesa	=	Area di ferro tesa
Vsdu	=	Taglio agente nella direzione del momento ultimo
Vrdu	=	Taglio ultimo assorbibile dal solo calcestruzzo
Asta	=	Numero dell'asta
N1	=	Nodo iniziale
N2	=	Nodo finale
Tipo	=	Tipo di verifica effettuata
Sez.	=	Numero della sezione
B	=	Base
H	=	Altezza
Cf	=	Copriferro
Cls	=	Tipo di calcestruzzo
Fck	=	Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo
Fctk	=	Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo
Fcd	=	Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
Fctd	=	Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo
Tp	=	Tipo di acciaio
Fyk	=	Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
Fyd	=	Resistenza di calcolo dell'acciaio

**Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati**

Sez.	Tipo	B	H	Cf	Cls	Fck	Fctk	Fcd	Fctd	Tp	Fyk	Fyd
		<m>	<m>	<m>		<kN/mq>	<kN/mq>	<kN/mq>	<kN/mq>		<kN/mq>	<kN/mq>
4R		1	0.3	0.04	C32/40	33200	2169.26	18813.3	1446.17	B450C	450000	391304

**Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali - Asta n. 1 (101 301)**

Caso	CC	X	TCC	N	My	Mz	Nu	Myu	Mzu	Rott.	α	ε <sub>c</sub>	TS	Sic.
		<m>		<kN>	<kNm>	<kNm>	<kN>	<kNm>	<kNm>		<grad>			
1	1	0	SLU	-13.87	15.74	0	-13.87	121.81	-0	2-3	180	-3.5N/e	7.739	
2	2	0	SLU	-13.87	15.74	0	-13.87	121.81	-0	2-3	180	-3.5N/e	7.739	
3	3	0	SLU	-13.87	13.02	0	-13.87	121.81	-0	2-3	180	-3.5N/e	9.357	
4	4	0	SLU	-13.87	98.09	0	-13.87	121.81	-0	2-3	180	-3.5N/e	1.242	
5	5	0	SLU	-10.28	15.74	0	-10.28	121.43	-0	2-3	180	-3.5N/e	7.715	
6	6	0	SLU	-10.28	15.74	0	-10.28	121.43	-0	2-3	180	-3.5N/e	7.715	
7	7	0	SLU	-10.28	13.02	0	-10.28	121.43	-0	2-3	180	-3.5N/e	9.328	
8	8	0	SLU	-10.28	98.09	0	-10.28	121.43	-0	2-3	180	-3.5N/e	1.238	
9	9	0	SLU	-10.28	26.01	0	-10.28	121.43	-0	2-3	180	-3.5N/e	4.668	
10	10	0	SLU	-10.28	30.76	0	-10.28	121.43	-0	2-3	180	-3.5N/e	3.948	
11	1	0.69	SLU	-6.94	3.32	0	-6.94	121.07	-0	2-3	180	-3.5N/e	36.490	
12	2	0.69	SLU	-6.94	3.32	0	-6.94	121.07	-0	2-3	180	-3.5N/e	36.490	
13	3	0.69	SLU	-6.94	2.64	0	-6.94	121.07	-0	2-3	180	-3.5N/e	45.901	
14	4	0.69	SLU	-6.94	45.18	0	-6.94	121.07	-0	2-3	180	-3.5N/e	2.680	
15	5	0.69	SLU	-5.14	3.32	0	-5.14	120.88	-0	2-3	180	-3.5N/e	36.432	
16	6	0.69	SLU	-5.14	3.32	0	-5.14	120.88	-0	2-3	180	-3.5N/e	36.432	
17	7	0.69	SLU	-5.14	2.64	0	-5.14	120.88	-0	2-3	180	-3.5N/e	45.829	
18	8	0.69	SLU	-5.14	45.18	0	-5.14	120.88	-0	2-3	180	-3.5N/e	2.676	
19	9	0.69	SLU	-5.14	6.05	0	-5.14	120.88	-0	2-3	180	-3.5N/e	19.992	
20	10	0.69	SLU	-5.14	7.23	0	-5.14	120.88	-0	2-3	180	-3.5N/e	16.714	
21	1	1.1	SLU	-2.77	0.47	0	-2.77	120.63	-0	2-3	180	-3.5N/e	>100	
22	2	1.1	SLU	-2.77	0.47	0	-2.77	120.63	-0	2-3	180	-3.5N/e	>100	
23	3	1.1	SLU	-2.77	0.36	0	-2.77	120.63	-0	2-3	180	-3.5N/e	>100	
24	4	1.1	SLU	-2.77	17.38	0	-2.77	120.63	-0	2-3	180	-3.5N/e	6.941	
25	5	1.1	SLU	-2.06	0.47	0	-2.06	120.55	-0	2-3	180	-3.5N/e	>100	
26	6	1.1	SLU	-2.06	0.47	0	-2.06	120.55	-0	2-3	180	-3.5N/e	>100	
27	7	1.1	SLU	-2.06	0.36	0	-2.06	120.55	-0	2-3	180	-3.5N/e	>100	
28	8	1.1	SLU	-2.06	17.38	0	-2.06	120.55	-0	2-3	180	-3.5N/e	6.937	
29	9	1.1	SLU	-2.06	0.92	0	-2.06	120.55	-0	2-3	180	-3.5N/e	>100	
30	10	1.1	SLU	-2.06	1.11	0	-2.06	120.55	-0	2-3	180	-3.5N/e	>100	
31	1	1.37	SLU	-0	0	0	-5644					N/e	>100	
32	2	1.37	SLU	-0	0	0	-5644					N/e	>100	
33	3	1.37	SLU	-0	0	0	-5644					N/e	>100	
34	4	1.37	SLU	-0	0	0	-16.6					N/e	>100	
35	5	1.37	SLU	-0	0	0	-5644					N/e	>100	
36	6	1.37	SLU	-0	0	0	-5644					N/e	>100	
37	7	1.37	SLU	-0	0	0	-5644					N/e	>100	
38	8	1.37	SLU	-0	0	0	-12.3					N/e	>100	
39	9	1.37	SLU	-0	0	0	-42.6					N/e	>100	

40	10	1.37	SLU	-0	-0	0	-45.55					N/e >100
----	----	------	-----	----	----	---	--------	--	--	--	--	----------

Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti - Asta n. 1 (101 301)

Caso	CC	X <m>	Ty <kN>	Tz <kN>	bw <m>	Asw <cmq>	Af tesa <cmq>	Vsdu <kN>	Vrdu <kN>
1	1	0	0	26.58	1	0	12.72	26.58	147.57
2	2	0	0	26.58	1	0	12.72	26.58	147.57
3	3	0	0	22.61	1	0	12.72	22.61	147.57
4	4	0	0	84.71	1	0	12.72	84.71	147.57
5	5	0	0	26.58	1	0	12.72	26.58	147.12
6	6	0	0	26.58	1	0	12.72	26.58	147.12
7	7	0	0	22.61	1	0	12.72	22.61	147.12
8	8	0	0	84.71	1	0	12.72	84.71	147.12
9	9	0	0	40.64	1	0	12.72	40.64	147.12
10	10	0	0	47.57	1	0	12.72	47.57	147.12
11	1	0.69	0	10.59	1	0	12.72	10.59	146.7
12	2	0.69	0	10.59	1	0	12.72	10.59	146.7
13	3	0.69	0	8.6	1	0	12.72	8.6	146.7
14	4	0.69	0	70.7	1	0	12.72	70.7	146.7
15	5	0.69	0	10.59	1	0	12.72	10.59	146.48
16	6	0.69	0	10.59	1	0	12.72	10.59	146.48
17	7	0.69	0	8.6	1	0	12.72	8.6	146.48
18	8	0.69	0	70.7	1	0	12.72	70.7	146.48
19	9	0.69	0	18.32	1	0	12.72	18.32	146.48
20	10	0.69	0	21.78	1	0	12.72	21.78	146.48
21	1	1.1	0	3.59	1	0	12.72	3.59	146.18
22	2	1.1	0	3.59	1	0	12.72	3.59	146.18
23	3	1.1	0	2.79	1	0	12.72	2.79	146.18
24	4	1.1	0	64.89	1	0	12.72	64.89	146.18
25	5	1.1	0	3.59	1	0	12.72	3.59	146.09
26	6	1.1	0	3.59	1	0	12.72	3.59	146.09
27	7	1.1	0	2.79	1	0	12.72	2.79	146.09
28	8	1.1	0	64.89	1	0	12.72	64.89	146.09
29	9	1.1	0	6.85	1	0	12.72	6.85	146.09
30	10	1.1	0	8.23	1	0	12.72	8.23	146.09

Verifiche stato limite d'esercizio - Asta n. 1 (101 301)

Caso	CC	TCC	X <m>	N <kN>	My <kNm>	AfT <cmq>	AfC <cmq>	σc <kN/mq>	σf <kN/mq>
41	11	SLE R	0	-10.28	11.66	12.72	10.05	1224.31	37311.3
42	12	SLE R	0	-10.28	11.66	12.72	10.05	1224.31	37311.3
43	13	SLE R	0	-10.28	11.66	12.72	10.05	1224.31	37311.3
44	14	SLE R	0	-10.28	11.66	12.72	10.05	1224.31	37311.3
45	11	SLE R	0.69	-5.14	2.46	12.72	10.05	259.9	6729.45
46	12	SLE R	0.69	-5.14	2.46	12.72	10.05	259.9	6729.45
47	13	SLE R	0.69	-5.14	2.46	12.72	10.05	259.9	6729.45
48	14	SLE R	0.69	-5.14	2.46	12.72	10.05	259.9	6729.45
49	11	SLE R	1.1	-2.06	0.35	12.72	10.05	36.31	503.4
50	12	SLE R	1.1	-2.06	0.35	12.72	10.05	36.31	503.4
51	13	SLE R	1.1	-2.06	0.35	12.72	10.05	36.31	503.4
52	14	SLE R	1.1	-2.06	0.35	12.72	10.05	36.31	503.4
53	11	SLE R	1.37	-0	0	0	0	0	0
54	12	SLE R	1.37	-0	0	0	0	0	0
55	13	SLE R	1.37	-0	0	0	0	0	0
56	14	SLE R	1.37	-0	0	0	0	0	0

Verifiche stato limite di formazione delle fessure - Asta n. 1 (101 301)

Caso	CC	X <m>	TCC	N <kN>	My <kNm>	Mz <kNm>	c <mm>	s <mm>	K3	S <sub>rm</sub> <mm>	Φ	A <sub>s</sub> <cmq>	A <sub>c eff</sub> <cmq>	σ <sub>s</sub> <kN/mq>	σ <sub>sr</sub> <kN/mq>	ε <sub>sm</sub>	Wk <mm>
57	15	0	SLE F	-10.28	9.66	0	41	225.41	0.13	237.77	18	12.72	1564.86	30223.5	196012	0.06	0.02
58	16	0	SLE F	-10.28	9.66	0	41	225.41	0.13	237.77	18	12.72	1564.86	30223.5	196012	0.06	0.02
59	15	0.69	SLE F	-5.14	1.96	0	41	225.41	0.13	237.77	18	12.72	1564.86	4971.22	173646	0.01	0
60	16	0.69	SLE F	-5.14	1.96	0	41	225.41	0.13	237.77	18	12.72	1564.86	4971.22	173646	0.01	0
61	15	1.1	SLE F	-2.06	0.27	0	41	225.41	0.13	237.77	18	12.72	1564.86	260.03	93515.4	0	0
62	16	1.1	SLE F	-2.06	0.27	0	41	225.41	0.13	237.77	18	12.72	1564.86	260.03	93515.4	0	0

Verifiche principali - Asta n. 1 (101 301)

Caso	Asta	N1	N2	Tipo
8	1	101	301	SLU N cost - min. sic., SLU Taglio - min. sic. c.a.
41	1	101	301	C.Rare - Sc min (max compr.), C.Rare - Sf max (max traz.), C.Rare - Sf min (max compr.)
57	1	101	301	C.Freq - Wk Max

### 5.3.6 Analisi strutturale del muro di risvolto

Si riporta il calcolo per il muro di risvolto della spalla lato SUD

<b>MURO RISVOLTO</b>			
<b>Schema semplificato mensola orizzontale</b>			
L =	0.9 m	Luce di calcolo	
<b>CARICHI DI PROGETTO</b>			
<i>Spinta terra (Qperm)</i>			
$\gamma_{\text{terr}} =$	20 kN/m <sup>3</sup>		
$\varphi =$	35 °		
$k_0 =$	0.426		
$k_a =$	0.271		
$z_{\text{ver}} =$	4.75 m	profondità sezione di verifica	
$M_{\text{pp}} =$	16.4 kNm/m		$T_{\text{pp}} =$ 36.5 kN/m
<i>Spinta terra dovuta al carico accidentale (Qacc)</i>			
$q =$	20 kN/m <sup>2</sup>	sovraccarico accidentale	
$M_{\text{acc}} =$	3.5 kNm/m		$T_{\text{acc}} =$ 7.7 kN/m
<i>Urto veicolo in svio (Qurto)</i>			
$F =$	0 kN		
$h_{\text{urto}} =$	1.0 m		
$M_{\text{urto}} =$	0 kNm/m		$T_{\text{urto}} =$ 0 kN/m
<i>Vento su FOA (Qvento)</i>			
$h_{\text{FOA}} =$	5 m	altezza barriera FOA	
$F =$	23.6 kN	Azione max del vento per ciascun montante	
$M =$	60.4 m	Momento alla base di ciascun montante	
$i_{\text{mont}} =$	3 m	interasse montanti barriera FOA	
$M_{v1} =$	23.6 kNm/m		$T_{v1} =$ 26.2 kN/m
<i>Sisma (Qsisma)</i>			
$k_h =$	0.291	ag max orizzontale	
$k_v =$	0.145	ag max verticale	
$k_{ae} =$	0.440	coefficiente di spinta in condizioni sismiche	
$F_i =$	21.5 kN/m	Forza inerzia risvolto + terreno	
$F_s =$	11.1 kN/m	Incremento spinta terreno	
$M_{\text{sisma}} =$	13.2 kNm/m		$T_{\text{sisma}} =$ 29.3 kN/m
Si considerano per le verifiche le seguenti combinazioni di calcolo			
1-SLU = $1.35 \cdot Q_{\text{perm}} + 1.35 \cdot Q_{\text{acc}} + 1.5 \cdot 0.6 \cdot Q_{\text{vento}}$			
2-SLU = $1.35 \cdot Q_{\text{perm}} + 1.35 \cdot 0.75 \cdot Q_{\text{acc}} + 1.50 \cdot Q_{\text{vento}}$			
3-SLU (sisma) = $1.0 \cdot Q_{\text{perm}} + 0.2 \cdot Q_{\text{acc}} + 1.0 \cdot Q_{\text{sisma}}$			
SLER = $1.0 \cdot Q_{\text{perm}} + 1.0 \cdot 0.75 \cdot Q_{\text{acc}} + 1.0 \cdot 0.6 \cdot Q_{\text{vento}}$			
SLEF = $1.0 \cdot Q_{\text{perm}} + 1.0 \cdot 0.75 \cdot Q_{\text{acc}} + 1.0 \cdot 0.2 \cdot Q_{\text{vento}}$			
SLEQ = $1.0 \cdot Q_{\text{perm}}$			
<b>AZIONI DI CALCOLO</b>			
1-SLU	$M_d =$	48.1 kNm/m	$T_d =$ 83.2 kN/m
2-SLU	$M_d =$	61.0 kNm/m	$T_d =$ 96.3 kN/m
3-SLU (sisma)	$M_d =$	30.3 kNm/m	$T_d =$ 67.3 kN/m
SLER	$M_d =$	33.2 kNm/m	$T_d =$ 57.9 kN/m
SLEF	$M_d =$	23.7 kNm/m	$T_d =$ 47.5 kN/m
SLEQ	$M_d =$	16.4 kNm/m	$T_d =$ 36.5 kN/m

DATI GEOMETRICI						MATERIALI		
b =	1	m				CLS	32/40	
h =	0.8	m				f <sub>c</sub> =	32	N/mm2
c' =	0.050	m				f <sub>cd</sub> =	18.1	N/mm2
As' =	0.00157	m2	5	fi	20	ACCIAIO	B450C	
c =	0.050					f <sub>y</sub> =	450	N/mm2
As =	0.00157	m2	5	fi	20	f <sub>yd</sub> =	391.3	N/mm2
d' =	0.060					E acc =	200000	N/mm2
d =	0.740	m				n =	15	
			fi	s	n° b			
As taglio =	0.00045	m2	12	0.2	4			
ctg teta =	2							
alfa =	90							
Mu =	444.4	kNm/m						
Tu =	319.3	kN/m	(sezione non armata)					
Tu =	1178.97	kN/m	(sezione con armature resistenti a taglio)					
VERIFICHE								
SLU								
CC1	Md =	48.1	kN/m	<	Mu =	444.4	kNm/m	ok!
CC1	Td =	83.2	kN/m	<	Tu =	319.3	KN/m	ok!
CC2	Md =	61.0	kN/m	<	Mu =	444.4	kNm/m	ok!
CC2	Td =	96.3	kN/m	<	Tu =	319.3	KN/m	ok!
CC3	Md =	30.3	kN/m	<	Mu =	444.4	kNm/m	ok!
CC3	Td =	67.3	kN/m	<	Tu =	319.3	KN/m	ok!
SLE								
	Md	σ <sub>c</sub>	σ's	σ <sub>s</sub>		Wk		
	[kNm/m]	[N/mm2]	[N/mm2]	[N/mm2]		[mm]		
CC Rara	33.2	0.5	5.3	30.6		-		
CC Freq	23.7	0.4	3.8	21.9		0.031		
CC QP	16.4	0.3	2.6	15.1		0.021		

Si riporta di seguito la verifica dell'armatura verticale del muro di risvolto per la sezione di testa in corrispondenza agli ancoraggi dei montanti delle barriere fono assorbenti. In questo caso il muro è soggetto al momento ed al taglio dovuti al vento agente sulla barriera FOA.

MURO RISVOLTO									
CARICHI DI PROGETTO									
Vento su FOA (Qvento)									
h FOA =	5 m	altezza barriera FOA							
F =	23.6 kN	Azione max del vento per ciascun montante							
M =	60.4 m	Momento alla base di ciascun montante							
i mont =	3 m	interasse montanti barriera FOA							
M v1 =	82.6 kNm/m					Tv1 =	23.6 kN/m		
z ver =	1 m								
Si considerano per le verifiche le seguenti combinazioni di calcolo									
1-SLU = 1.35*Qperm + 1.5*Qvento									
SLER = 1.0*Qperm + 1.0*0.6*Qvento									
SLEF = 1.0*Qperm + 1.0*0.6*Qvento									
SLEQ = 1.0*Qperm									
AZIONI DI CALCOLO									
1-SLU	Md =	123.9 kNm/m				Td =	35.4 kN/m		
SLER	Md =	49.6 kNm/m				Td =	14.2 kN/m		
SLEF	Md =	16.5 kNm/m				Td =	4.7 kN/m		
SLEQ	Md =	0.0 kNm/m				Td =	0.0 kN/m		
DATI GEOMETRICI									
MATERIALI									
b =	1 m					CLS	32/40		
h =	0.7 m					fc =	32 N/mm2		
c' =	0.050 m					fcd =	18.1 N/mm2		
As' =	0.00157 m2	5	fi	20		ACCIAIO	B450C		
c =	0.050					fy =	450 N/mm2		
As =	0.00157 m2	5	fi	20		fyd =	391.3 N/mm2		
d' =	0.060					E acc =	200000 N/mm2		
d =	0.640 m					n =	15		
		fi	s	n° b					
As taglio =	0.00000 m2	12	0.2	0					
ctg teta =	2								
alfa =	90								
Mu =	383.0 kNm/m								
Tu =	297.1 kN/m	(sezione non armata)							
Tu =	0.00 kN/m	(sezione con armature resistenti a taglio)							
VERIFICHE									
SLU									
CC1	Md =	123.9 kN/m	<	Mu =	383.0 kNm/m	ok!			
CC1	Td =	35.4 kN/m	<	Tu =	297.1 KN/m	ok!			
SLE	Md	σ c	σ ' s	σ s	Wk				
	[kNm/m]	[N/mm2]	[N/mm2]	[N/mm2]	[mm]				
CC Rara	49.6	1.0	9.5	53.2	-				
CC Freq	16.5	0.3	3.2	17.7	0.025				
CC QP	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000				

### 5.3.7 Analisi strutturale del baggiolo

Si effettua il dimensionamento del baggiolo secondo uno schema Tirante-Puntone

La forza orizzontale max (Azione sismica trasmessa dall'impalcato) vale

$$T = 52 \cdot 2.0 = 104.4 \text{ kN per appoggio}$$

VERIFICA TIRANTE-PUNTONE						
F =	104.4	kN	Azione orizzontale sismica			
b =	0.35	m				
h =	0.45	m				
$\alpha$ =	52.1	° =	0.91	rad		
T =	81.2	kN	Azione nel tirante			
C =	132.3	kN	Azione nel puntone			
Verifica tirante						
Af =	5.65	cm2 =	5	$\Phi$	12	
fy =	450	N/mm2				
$\gamma_s$ =	1.15					
fyd =	391.3	N/mm2				
$\sigma_s$ =	143.6	N/mm2	<	fyd	ok!	
Verifica puntone						
fc =	35	N/mm2				
$\gamma_c$ =	1.81					
fcd =	19.4	N/mm2				
fcu =	28.9	N/mm2				
lb =	0.40	m	larghezza appoggio			
hc =	0.15	m				
c =	0.41	m				
a =	0.85	m				
$\sigma_c$ =	0.4	N/mm2	<	fcd	ok!	
Verifica nodo						
a =	0.2	m	larghezza appoggio			
b =	0.2	m	lunghezza appoggio			
m =	1		coefficiente confinamento			
c1 =	0.75		coefficiente per ancoraggio con 1 tirante			
$\Phi$ =	0.9		coefficiente appoggio			
$\sigma_c$ =	2.61	N/mm2	<	23.625	N/mm2	= fcu ok!



### 5.3.8 Analisi strutturale della sottofondazione (micropali)

L'analisi strutturale della sottofondazione (micropali) è riportata nella relazione APE a cui si rimanda per i dettagli. Nel seguito si riportano unicamente l'analisi dei carichi agenti sulla sottostruttura (valutati nel baricentro della zattera di fondazione con riferimento alle condizioni di carico elementari descritte nel precedente capitolo), le corrispondenti combinazioni e le sollecitazioni risultanti utilizzate per l'analisi riportata nel citato documento.

	COORDINATE APPOGGIO RISPETTO SISTEMA DI RIFERIMENTO IN <b>FONDAZIONE</b>		SOLLECITAZIONI VERIFICA <b>FONDAZIONE</b>		
	$x_G$	$y_G$	$R_x$	$R_y$	$M_z$
	[m]	[m]	[KN/m]	[KN/m]	[KNm/m]
<b>Peso Proprio</b>	-7.33	-0.3	51	0	15
<b>Cordolo</b>	-7.33	-0.3	6	0	2
<b>FOA</b>	-7.33	-0.3	4	0	1
<b>Guardrail</b>	-7.33	-0.3	1	0	0
<b>Pavimentazione</b>	-7.33	-0.3	9	0	3
<b>Vento</b>	-7.33	-0.3	0	0	0
<b>Neve</b>	-7.33	-0.3	0	0	0
<b>Tandem 1</b>	-7.33	-0.3	113	0	34
<b>Tandem 2</b>	-7.33	-0.3	1	0	0
<b>Distribuito</b>	-7.33	-0.3	21	0	6
<b>Frenatura</b>	-7.33	-0.3	0	12	-87
<b>Resistenza passiva dei vincoli</b>	-7.33	-0.3	0	4	-26
<b>Sisma dir. orizz.</b>	-7.33	-0.3	0	52	-378
<b>Sisma dir. vert.</b>	-7.33	-0.3	15	0	4

Figura 5-13. Spalle - Analisi dei carichi trasmessi dall'impalcato all'intradosso della fondazione

(C1): Pesì propri - strutturali e non

Descrizione	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]
Fondazione	-0.50	0.00	100.00	0.00	0.00
Paramento	-4.02	-0.31	244.22	0.00	75.71
Cordolo in c.a.	-7.03	-0.31	0.00	0.00	0.00
Paraghiaia	-7.72	-0.97	10.28	0.00	9.97
Zavorra lato valle	-1.75	1.25	45.00	0.00	-56.25
<b>TOTALE</b>			<b>399</b>	<b>0</b>	<b>29</b>

(C2): Zavorra stabilizzante

Descrizione	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]
Zavorra a tergo	-4.70	-1.56	130	0	203

(C3): Spinta delle terre - riposo

$H_{SPINTA}$ [m]	8.40
------------------	------

Comb.	$k_0$	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]
M1	0.43	-2.80	0.00	0	301	-842
M2	0.51	-2.80	0.00	0	361	-1010

(C4): Sovraccarico accidentale

$q$ [kN/m <sup>2</sup> ]	20
--------------------------	----

Componente verticale	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]
Sovraccarico accidentale (4a)	0.00	-1.56	18	0	27

Componente orizzontale	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]
Sovr. accidentale (4b) M1	-4.20	0.00	0	72	-301
Sovr. accidentale (4b) M2	-4.20	0.00	0	86	-361

(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non

$k_h$	0.296
$k_v$	0.148

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Descrizione	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]
Fondazione	-0.50	0.00	-14.78	29.56	-14.78
Paramento	-4.02	-0.31	-36.10	72.20	-301.08
Cordolo in c.a.	-7.03	-0.31	0.00	0.00	0.00
Paraghiaia	-7.72	-0.97	-1.52	3.04	-24.91
Zavorra a tergo	-4.70	-1.56	-19.25	38.50	-211.01
Zavorra lato valle	-1.75	1.25	-6.65	13.30	-14.97
<b>TOTALE</b>			<b>-78</b>	<b>157</b>	<b>-567</b>

Sisma diretto verso il basso: + kv

Descrizione	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]
Fondazione c.a.	-0.50	0.00	14.78	29.56	-14.78
Paramento c.a.	-4.02	-0.31	36.10	72.20	-278.69
Trave in c.a.	-7.03	-0.31	0.00	0.00	0.00
Paraghiaia in c.a.	-7.72	-0.97	1.52	3.04	-21.96
Zavorra a tergo	-4.70	-1.56	19.25	38.50	-150.94
Zavorra lato valle	-1.75	1.25	6.65	13.30	-31.60
<b>TOTALE</b>			<b>78</b>	<b>157</b>	<b>-498</b>

(CS2): Spinta (dinamica) delle terre - attiva

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Comb.	$k_a$	$k_{AE}$	$S_a$ [kN/m]	$S_{AE}$ [kN/m]	$\Delta S$ [kN/m]	$x_G$ [m]	$M_z$ [kNm/m]
M1	0.27	0.52	191.21	314.67	123	-4.20	-519
M2	0.34	0.64	242.33	385.40	143	-4.20	-601

Sisma diretto verso il basso: + kv

Comb.	$k_a$	$k_{AE}$	$S_a$ [kN/m]	$S_{AE}$ [kN/m]	$\Delta S$ [kN/m]	$x_G$ [m]	$M_z$ [kNm/m]
M1	0.27	0.44	191.21	357.14	166	-4.20	-697
M2	0.34	0.54	242.33	436.93	195	-4.20	-817

Figura 5-14. Spalle – Analisi dei carichi trasmessi dalle sottostrutture all'intradosso della fondazione

Nome	Descrizione			$\gamma$	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	$\psi_{sis}$
C1	Carichi permanenti - strutturali e non	G1	fav/sfav	1/1.35	\	\	\	\
C2	Zavorra stabilizzante a tergo spalla	G1	fav	1	\	\	\	\
C3	Spinta delle terre - riposo	G1	Sfav	1.35	\	\	\	\
C4a	Carichi variabili da traffico - Sovr. accidentale verticale su spalla	Qk	fav	0	0.75	0.75	0.2	0.2
C4b	Carichi variabili da traffico - Sovraccarico spingente su spalla	Qk	sfav	1.35	0.75	0.75	0.2	0.2
C4c	Carichi variabili da traffico - Carico tandem su impalcato - conf.1	Qk	fav/sfav	0/1.35	0.75	0.75	0.2	0.2
C4d	Carichi variabili da traffico - Carico tandem su impalcato - conf.2	Qk	0	0/1.35	0.75	0.75	0.2	0.2
C4e	Carichi variabili da traffico - Carico distribuito su impalcato	Qk	fav/sfav	0/1.35	0.4	0.4	0.2	0.2
C5	Frenatura	Qk	sfav	1.35	0	0	0	0
C6	Resistenza passiva dei vincoli	Qk	sfav	1.35	\	\	\	\
C7	Neve	Qk	sfav	1.5	0	0	0	0
C8	Vento	Qk	sfav	1.5	0.6	0	0	0
CS1 (-kv)	Forze inerzia legate a carichi strutturali e non (+kh / -kv)	G1sis	sfav	1	\	\	\	\
CS1 (+kv)	Forze inerzia legate a carichi strutturali e non (+kh / +kv)	G1sis	sfav	1	\	\	\	\
CS2 (-kv)	Spinta (dinamica) delle terre - attiva (-kv)	G1sis terre	sfav	1	\	\	\	\
CS2 (+kv)	Spinta (dinamica) delle terre - attiva (+v)	G1sis terre	sfav	1	\	\	\	\

RISULTANTI	C1			C2			C3			C4a			C4b			C4c		
	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]
Impalcato	72	0	21	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	113	0	34
Sottostruttura	399	0	29	130	0	203	0	301	-842	18	0	27	0	72	-301	0	0	0
Totale	471	0	51	130	0	203	0	301	-842	18	0	27	0	72	-301	113	0	34

RISULTANTI	C4d			C4e			C5			C6			C7			C8		
	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]
Impalcato	1	0	0	21	0	6	0	12	-87	0	4	-26	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	1	0	0	21	0	6	0	12	-87	0	4	-26	0	0	0	0	0	0

RISULTANTI	CS1 (-kv)			CS1 (+kv)			CS2 (-kv)			CS2 (+kv)		
	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]
Impalcato	-15	52	-382	15	52	-374	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	-78	157	-567	78	157	-498	0	123	-519	0	166	-697
Totale	-93	208	-949	93	208	-872	0	123	-519	0	166	-697

DESCRIZIONE	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione				sismica		Rara				frequente	
	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	Traffico +	Traffico -	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
C1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C3	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C4a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C4b	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.20	0.20	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75
C4c	0.00	1.35	1.01	0.00	0.00	1.35	1.01	0.00	0.20	0.20	0.00	1.00	0.75	0.00	0.00	0.75
C4d	0.00	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00
C4e	0.00	1.35	0.54	0.54	0.00	1.35	0.54	0.54	0.20	0.20	0.00	1.00	0.40	0.40	0.00	0.40
C5	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00
C6	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C8	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.00	0.00	0.60	0.60	0.60	0.60	0.00	0.00
CS1 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

DESCRIZIONE	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione				sismica		Rara				frequente	
	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	Traffico +	Traffico -	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
N <sub>Ed</sub>	766	948	893	779	601	783	728	614	721	535	601	736	695	611	601	695
V <sub>Ed</sub>	508	508	524	524	508	508	524	524	693	650	376	376	388	388	358	358
M <sub>Ed</sub>	-1307	-1252	-1386	-1420	-1325	-1270	-1404	-1438	-2235	-2134	-916	-875	-974	-999	-840	-812

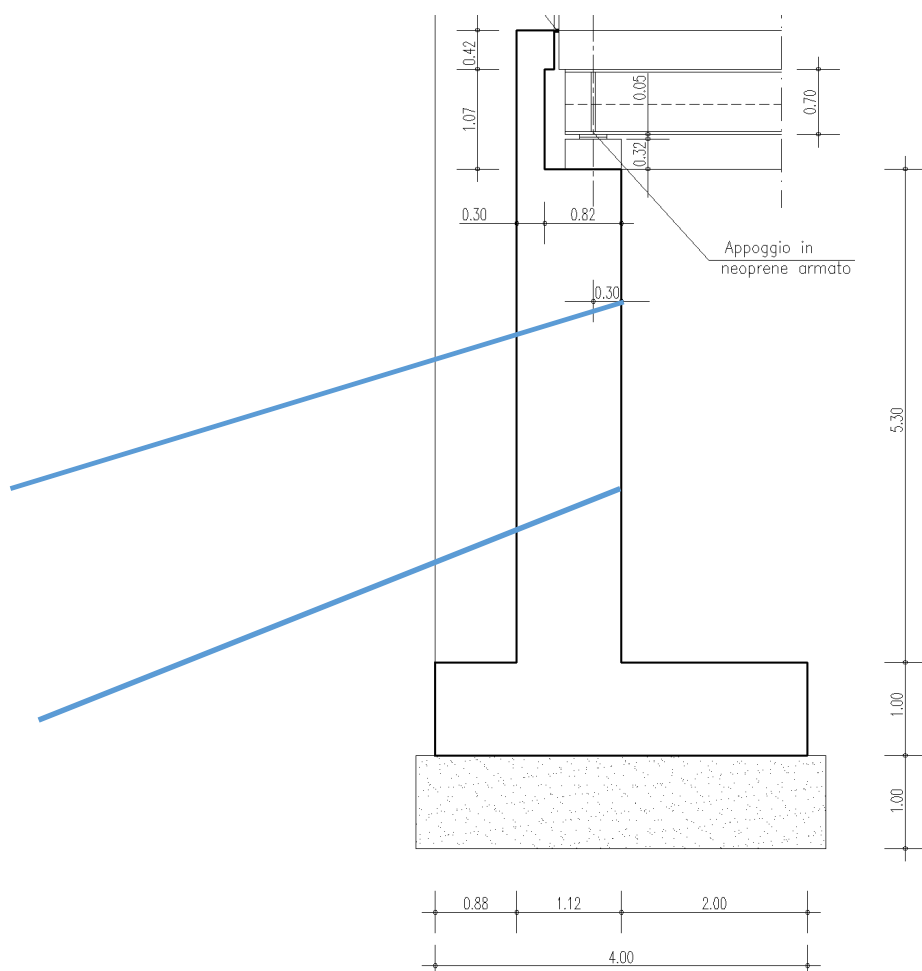
Figura 5-15. Spalle – Combinazioni ed azioni di calcolo all'intradosso della fondazione

#### 5.4 SPALLE AMPLIAMENTO 1 (ESISTENTE)

In occasione del primo ampliamento, sulla base delle considerazioni riportate al capitolo 5.2.2, sono stati realizzati i seguenti due interventi:

- Allargamento lato nord della carreggiata con realizzazione di un tratto aggiuntivo di spalla di larghezza pari a 2.40m (oltre ad un muro d'ala di altezza variabile);
- Adeguamento sismico del sottovia della carreggiata nord tramite la realizzazione di 2 ordini di tiranti passivi sul paramento della spalla con il compito di assorbire le forze orizzontali dovute al sisma.

Per quanto riguarda l'analisi e le verifiche del tratto in allargamento si evidenzia che lo schema statico di funzionamento attuale (spalla con schema a mensola su fondazione diretta) è analogo a quello delle strutture esistenti realizzate nel 1960 e pertanto si prevede uno schema di consolidamento analogo costituito da 2 ordini di tiranti passivi. Considerato che l'altezza del paramento e la dimensione della fondazione sono sostanzialmente equivalenti a quelli della struttura realizzata negli anni '60 si rimanda per l'analisi e le verifiche di dettaglio al capitolo 5.5.



*Figura 5-16. Spalle – Sezione corpo spalla Allargamento 1 con indicati i tiranti passivi di rinforzo*

Per quanto riguarda le spalle (anno 1960) della carreggiata nord, lo schema di intervento ed il modello di verifica sono gli stessi proposti per le spalle della carreggiata sud ed a tale paragrafo si rimanda per l'analisi di dettaglio.

I risultati ottenuti dall'analisi prevedono per i tiranti della carreggiata sud una lunghezza pari a 18 m per il primo ed il secondo ordine di cui 12 metri di bulbo di ancoraggio e 6m di tratto libero. I documenti di progetto del 1° ampliamento riportano, per i tiranti realizzati per il rinforzo delle spalle del sottovia della carreggiata nord, una lunghezza pari rispettivamente a 15 e 17 m con lunghezza del bulbo di ancoraggio parti a circa 11.0m.

Si ottiene per i tiranti eseguiti in occasione del primo allargamento una Forza di resistenza allo sfilamento pari a  $F_{RD} = 296$  KN comunque maggiore della max azione di calcolo nei tiranti ottenuta e pari a 135 KN.

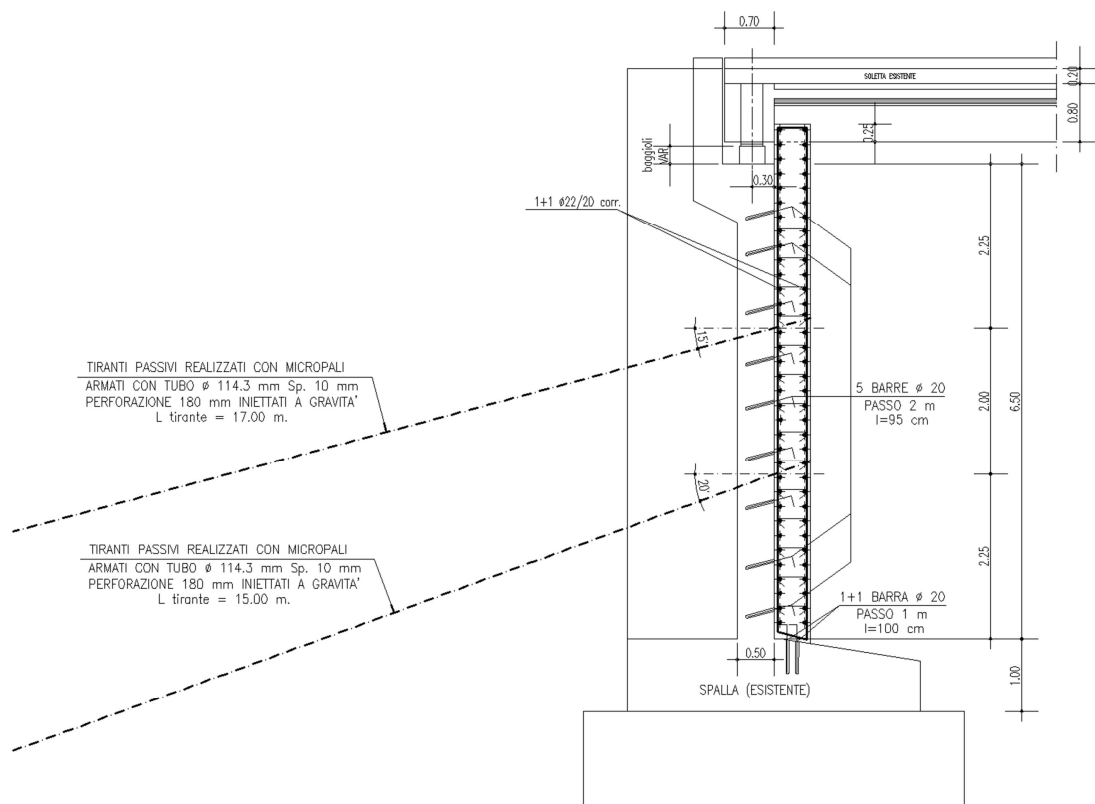


Figura 5-17. Spalle – Sezione Spalla Carreggiata Nord così come rinforzata nel 2004

## 5.5 SPALLE ORIGINARIE (ESISTENTE)

Il progetto degli interventi viene sviluppato in accordo alle analisi ed agli indirizzi esposti nel Progetto Definitivo; per quanto riguarda le spalle esistenti si considera che la configurazione finale dell'opera, non ne modifichi significativamente le sollecitazioni in condizioni statiche.

Si procede quindi al dimensionamento di un sistema di rinforzo mirato ad assorbire gli incrementi di azioni orizzontali dovute al traffico od al sisma valutate secondo le Norme vigenti (NTC2018).

L'analisi delle spalle esistenti viene condotta valutando il tiro agente sui tiranti passivi di nuova costruzione, nelle varie combinazioni di carico, applicando un metodo del tipo “a curve caratteristiche”, tenendo conto dell'effettiva interazione tra spalla e tiranti, assicurando la congruenza degli spostamenti previsti.

Più nel dettaglio, ipotizzando di intervenire sul paramento della spalla con una tirantatura passiva realizzata con micropali, note:

- la tipologia e la tecnica di esecuzione dell'intervento di consolidamento;
- la natura e la caratterizzazione geotecnica dei terreni;

è possibile tracciare una curva di rigidezza della tirantatura sul piano  $\delta_h$ -T, dove:

$\delta_h$  = spostamento orizzontale della testa del micropalo (considerato “assiale” per micropali suborizzontali con deviazione fino a  $15^\circ$ - $20^\circ$ );

T = tiro nei micropali di ancoraggio, al m di paramento.

Il massimo tiro disponibile per ciascun tirante è pari a:

$$T_{\max} = R_{ad}$$

dove

$R_{ad}$  è la resistenza di progetto dei micropali di ancoraggio

Per ottenere il valore massimo del tiro disponibile per ciascun metro di paramento è sufficiente dividere  $T_{\max}$  per l'interasse dei micropali.

Successivamente, note le sollecitazioni agenti in fondazione per ogni combinazione di carico, è possibile determinare una curva di rigidezza della struttura nel modo di seguito descritto.

La spalla esistente, per effetto dei soli carichi permanenti, subisce una traslazione rigida orizzontale ( $\delta_o$ ) ed una rotazione rigida ( $\theta_o$ ); in questo caso, indicando con  $h_{tir}$  la distanza verticale tra l'intradosso della fondazione e la testa dei micropali, lo spostamento orizzontale della spalla in corrispondenza del punto di applicazione dei tiranti risulta:

$$\delta_{o,htir} = \delta_o + h_{tir} \tan(\theta_o)$$

Ipotizzando di realizzare i tiranti quando sulla struttura agiscono i soli carichi permanenti, per diverse combinazioni di carico di progetto (stato limite di esercizio, stato limite ultimo o sisma), è possibile costruire per punti le curve di rigidezza della fondazione in presenza di una generica tirantatura di consolidamento, disposta ad una specificata altezza da intradosso fondazione ( $h_{tir}$ ).

Considerando infatti il caso in cui la spalla sia soggetta, ad esempio, alle sollecitazioni derivanti dal sisma, si possono calcolare i valori di sollecitazioni di taglio e momento agenti in fondazione, per ciascun i-esimo ipotetico valore  $T_i$  dell'azione agente nei tiranti disposti ad altezza  $h_{tir}$ .

Si avrà infatti:

$$\begin{aligned} N_i &= N \\ H_i &= H - T_i \\ M_i &= M - (h_{tir} T_i) \end{aligned}$$

dove  $N_i$ ,  $H_i$ ,  $M_i$  sono, per la condizione di carico in esame, i carichi effettivi per ogni metro di fondazione nella i-esima ipotesi di efficacia della tirantatura, mentre N, H ed M sono, per la condizione di carico in esame, i carichi effettivi per ogni metro di fondazione in assenza di tirantatura.

Tali sollecitazioni ( $N_i$ ,  $H_i$ ,  $M_i$ ) danno luogo ad uno spostamento orizzontale ( $\delta_i$ ) e ad una rotazione della fondazione ( $\theta_i$ ). Per effetto di tali spostamenti, in corrispondenza del punto di applicazione dei tiranti, lo spostamento orizzontale della spalla risulterà pari a:

$$\delta_{i,htir} = \delta_i + h_{tir} \tan(\theta_i)$$

Sottraendo a tale valore dello spostamento il valore corrispondente alle condizioni di carico permanente, si ottiene:

$$\Delta\delta_{h,i} = \delta_{o,htir} - \delta_{i,h\ tir}$$

La coppia di valori avente coordinate ( $T_i$ ,  $\Delta\delta_{h,i}$ ) rappresenta un punto della curva di rigidezza della fondazione.

Il punto di incontro tra le curve di rigidezza della tirantatura, costituita da tiranti specificati ad interasse specificato, e la curva di rigidezza della fondazione, determinata come descritto sopra, verifica la congruenza degli spostamenti e indica il tiro a cui è soggetta la tirantatura nella specifiche condizioni di carico analizzata.

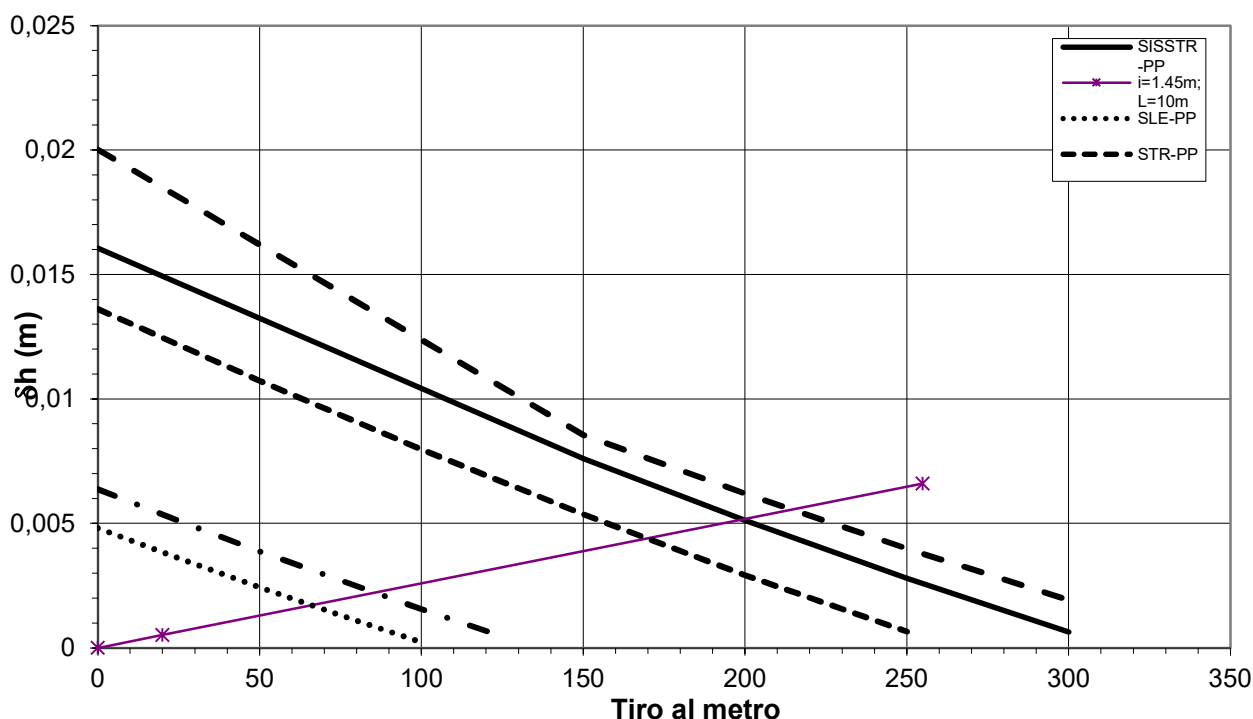
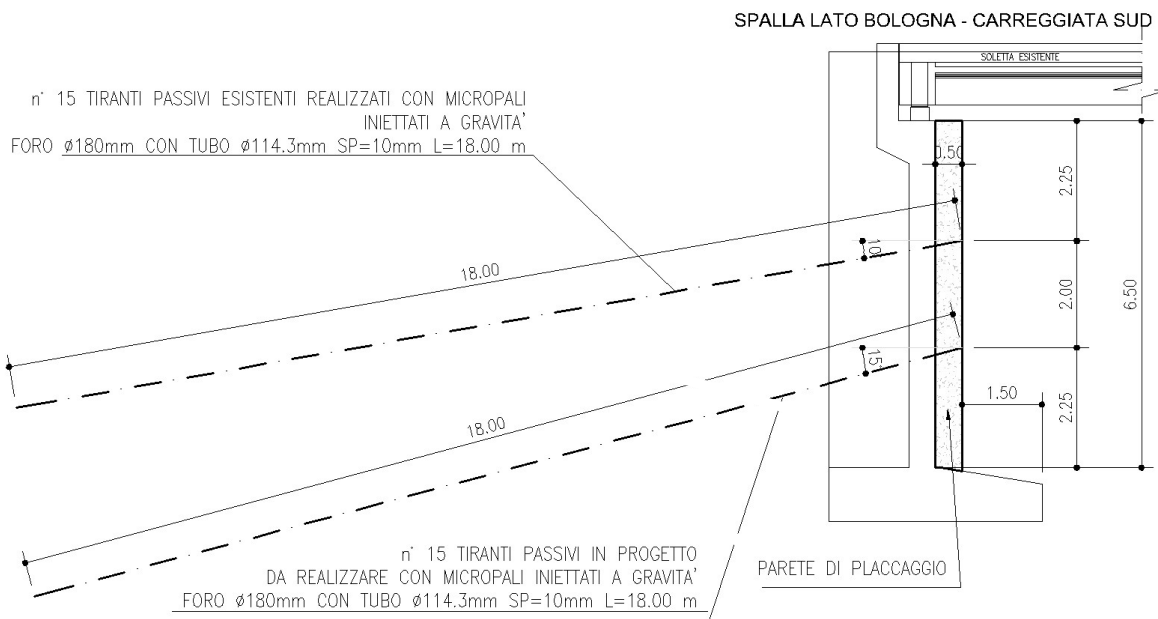


Figura 5-18. Spalle – Esempio di curve caratteristiche tiranti passivi

Si prevede pertanto un intervento di consolidamento costituito da un placcaggio in cls di spessore pari a 50 cm del paramento della spalla completato da due ordini di tiranti passivi dimensionati per assorbire l'azione sismica come riportato nella sezione tipo seguente.





*Figura 5-19. Spalle – Sezione tipo rinforzo strutturale*

Secondo quanto esposto nei precedenti capitoli, in favore di sicurezza, la verifica è condotta unicamente per la spalla SUD lato BO (max altezza).

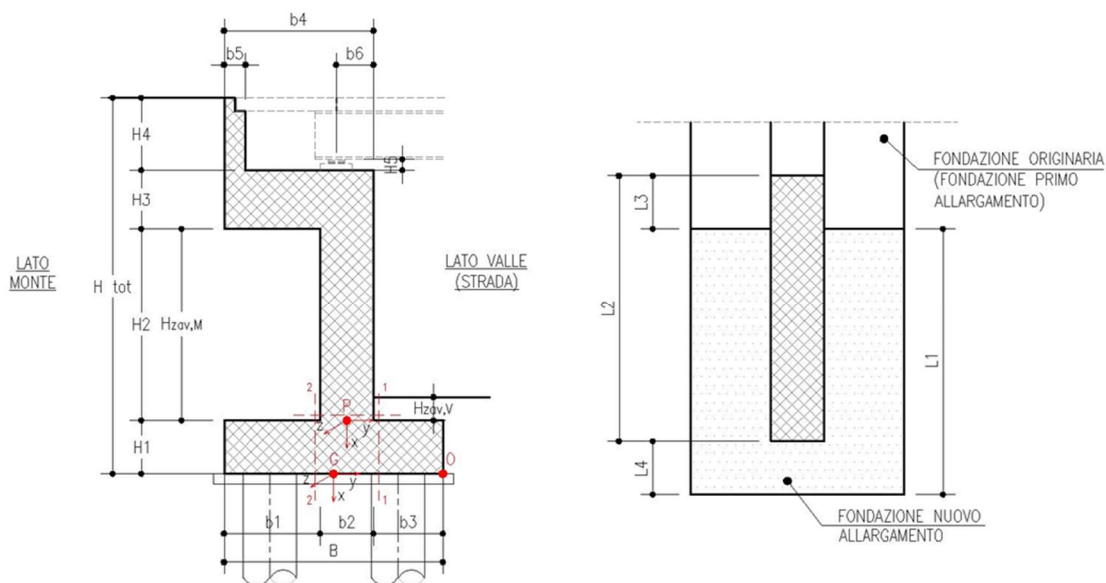
Sulla base del metodo esposto si riportano di seguito:

- le caratteristiche geometriche della spalla analizzata
- l'analisi dei carichi agenti sulla spalla
- per le combinazioni di carico più gravose, le sollecitazioni alla base della spalla, considerata come una mensola incastrata alla base, da utilizzare nel metodo delle curve caratteristiche per la determinazione del tiro nei tiranti.

### 5.5.1 Geometria di verifica

Si riportano di seguito le dimensioni di calcolo adottate per le spalle originarie.

SPALLA ANALIZZATA					
CARREGGIATA	SUD		FONDAZIONE		DIRETTA
DIREZIONE	BOLOGNA		CARICHI DA IMPALCATO		SCHEMA SEMPLIFICATO
Geometrie delle sottostrutture in ampliamento					
L1		24.00	[m]	Larghezza zattera	
L2		24.00	[m]	Larghezza paramento	
L3		0.00	[m]	Risega su zattera esistente	
L4		0.00	[m]	Sbalzo zattera	
B		4.00	[m]	Lunghezza zattera	
b1		1.50	[m]	Lunghezza retrozattera	
b2		1.00	[m]	Spessore paramento	
b3		1.50	[m]	Lunghezza avanzzattera	
b4		1.60	[m]	Lunghezza cordolo in c.a.	
b5		0.40	[m]	Spessore paraghiaia	
b6		0.75	[m]	Distanza asse appoggi da filo paramento (lato strada)	
H <sub>TOT</sub>		8.80	[m]	Altezza totale	
H1		1.00	[m]	Spessore zattera	
H2		5.70	[m]	Altezza paramento - a meno del paraghiaia	
H3		0.80	[m]	Spessore cordolo in c.a.	
H4		1.30	[m]	Altezza paraghiaia	
H5		0.25	[m]	Altezza baggiolo (valore medio)	
H <sub>zav_M</sub>		6.96	[m]	Altezza zavorra a tergo della spalla (lato monte)	
H <sub>zav_V</sub>		1.50	[m]	Altezza zavorra a fronte della spalla (lato valle = strada)	
Geometrie dell'impalcato in ampliamento					
Tipologia impalcato		SEZIONE MISTA: TRAVI IN C.A.P. + SOLETTA C.A.			
B <sub>tot</sub>		24.00	[m]	Larghezza Totale Impalcato	
B <sub>imp</sub>		24.00	[m]	Larghezza Impalcato oggetto di Analisi	
L <sub>imp</sub>		10.60	[m]	Luce di calcolo impalcato (appoggio-appoggio)	
n <sub>T</sub>		8.00		Numero travi principali	
i <sub>T</sub>		3.00	[m]	Interasse travi principali	
A <sub>T</sub>		0.33	[m <sup>2</sup> ]	Sezione trave principale	
L <sub>tr</sub>		24.00	[m]	Lunghezza traversi	
n <sub>tr</sub>		3.00		numero traversi compresi quelli di testata	
A <sub>tr</sub>		0.24	[m <sup>2</sup> ]	sezione traverso	
H <sub>sol</sub>		0.20	[m]	spessore soletta in c.a.	
H <sub>pav</sub>		0.11	[m]	spessore pavimentazione da confermarsi	
H <sub>cord_sic</sub>		0.16	[m]	altezza cordolo sicurvia	
B <sub>cord_sic</sub>		0.00	[m]	larghezza cordolo sicurvia	
H <sub>cord_FOA</sub>		0.16	[m]	altezza cordolo FOA	
B <sub>cord_FOA</sub>		0.00	[m]	larghezza cordolo FOA	
H <sub>FOA</sub>		0.00	[m]	altezza FOA	
sb <sub>FOA</sub>		0.00	[m]	aggetto FOA	



Caratteristiche dei materiali						
$\gamma_{cls}$		25	[kN/m <sup>3</sup> ]			
$\gamma_{steel}$		78.5	[kN/m <sup>3</sup> ]			
$\gamma_{pav}$		22	[kN/m <sup>3</sup> ]			
q		20	[kN/m2]	sovraccarico accidentale da traffico		
Parametri geotecnici del terreno di rilevato						
$\gamma_{terreno}$		20	[kN/m <sup>3</sup> ]			
$\varphi'$ (M1)		35	[°]			
$\varphi'$ (M2)		29.26	[°]			

Località:		Opera 83T (Via Erbosa)			
Vita nominale:		VN	50	anni	
Classe d'uso:			IV		
		CU	2		
Periodo di riferimento per azione sismica:		VR	100	anni	
Parametri sismici:	Stato limite	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$T_C^*$ [sec]	$F_0$
	SLV	949	0.213	0.304	2.436
Categoria di sottosuolo:			C		
Categoria topografica:			T1		
Accelerazione massima attesa al sito	Stato limite	$T_R$ [anni]	$S_S$	$S_T$	$a_{max}$ [g]
	SLV	949	1.39	1.00	0.296
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito		$\beta$	0.31		
Coefficiente sismico orizzontale		$k_h$	0.092		
Coefficiente sismico orizzontale		$k_v$	0.046		
Calcolo coefficiente sismico con teoria Mononobe-Okabe:					
Sisma diretto verso l'alto: - kv					
	[°]	[rad]			
$\theta$	0.00	0.00			
$\delta$	0.00	0.00			
$\beta$	0.00	0.00			
$\psi$	5.49	0.10			
$\varphi$ - M1	35.00	0.61			
$\varphi$ - M2	29.26	0.51			
$k_{AE}$ - M1	0.33				
$k_{AE}$ - M2	0.40				
Sisma diretto verso il basso: + kv					
	[°]	[rad]			
$\theta$	0.00	0.00			
$\delta$	0.00	0.00			
$\beta$	0.00	0.00			
$\psi$	5.01	0.09			
$\varphi$ - M1	35.00	0.61			
$\varphi$ - M2	29.26	0.51			
$k_{AE}$ - M1	0.32				
$k_{AE}$ - M2	0.40				

## 5.5.2 Analisi dei carichi

Si riportano nelle tabelle seguenti i valori delle azioni trasmesse dall'impalcato per metro lineare di spalla ottenuti da una analisi semplificata dell'impalcato. (Il momento  $M_z$  è riferito al baricentro della fondazione della spalla).

	COORDINATE APPOGGIO RISPETTO SISTEMA DI RIFERIMENTO IN <b>FONDAZIONE</b>		AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO		
	$x_G$	$y_G$	$R_x$	$R_y$	$M_z$
	[m]	[m]	[KN/m]	[KN/m]	[KNm/m]
<b>Peso Proprio</b>	-7.75	-0.25	50	0	13
<b>Cordolo</b>	-7.75	-0.25	0	0	0
<b>FOA</b>	-7.75	-0.25	0	0	0
<b>Guardrail</b>	-7.75	-0.25	0	0	0
<b>Pavimentazione</b>	-7.75	-0.25	13	0	3
<b>Vento</b>	-7.75	-0.25	0	0	0
<b>Neve</b>	-7.75	-0.25	0	0	0
<b>Tandem 1</b>	-7.75	-0.25	50	0	12
<b>Tandem 2</b>	-7.75	-0.25	0	0	0
<b>Distribuito</b>	-7.75	-0.25	18	0	4
<b>Frenatura</b>	-7.75	-0.25	0	16	-125
<b>Resistenza passiva dei vincoli</b>	-7.75	-0.25	0	3	-25
<b>Sisma dir. orizz.</b>	-7.75	-0.25	0	13	-102
<b>Sisma dir. vert.</b>	-7.75	-0.25	4	0	1

Figura 5-20. Spalle - Analisi dei carichi trasmessi dall'impalcato

Le azioni agenti sulle sottostrutture risultano (per metro lineare di spalla):

ANALISI DEI CARICHI SOTTOSTRUTTURA - CONDIZIONI DI ESERCIZIO / SISMICHE							
(C1): Pesi propri - strutturali e non							
Descrizione		x <sub>G</sub> [m]	y <sub>G</sub> [m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	
Fondazione		-0.50	0.00	100.00	0.00	0.00	
Paramento		-3.85	0.00	142.50	0.00	0.00	
Cordolo in c.a.		-7.10	-0.30	32.00	0.00	9.60	
Paraghiaia		-8.15	-0.90	13.00	0.00	11.70	
Zavorra lato valle		-1.75	1.25	45.00	0.00	-56.25	
TOTALE				333	0	-35	
(C2): Zavorra stabilizzante							
Descrizione		x <sub>G</sub> [m]	y <sub>G</sub> [m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	
Zavorra a tergo		-4.48	-1.25	209	0	261	
(C3): Spinta delle terre - attiva				H <sub>SPINTA</sub> [m]	8.80		
Comb.	k <sub>a</sub>	x <sub>G</sub> [m]	y <sub>G</sub> [m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	
M1	0.27	-2.93	0.00	0	210	-616	
M2	0.34	-2.93	0.00	0	266	-780	
(C4): Sovraccarico accidentale				q [kN/m <sup>2</sup> ]	20		
Componente verticale		x <sub>G</sub> [m]	y <sub>G</sub> [m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	
Sovraccarico accidentale (4a)		0.00	-1.25	30	0	38	
Componente orizzontale		x <sub>G</sub> [m]	y <sub>G</sub> [m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	
Sovr. accidentale (4b) M1		-4.40	0.00	0	48	-210	
Sovr. accidentale (4b) M2		-4.40	0.00	0	60	-266	
(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non				k <sub>h</sub>	0.092		
				k <sub>v</sub>	0.046		
Sisma diretto verso l'alto: - kv							
Descrizione		x <sub>G</sub> [m]	y <sub>G</sub> [m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	
Fondazione		-0.50	0.00	-4.58	9.16	-4.58	
Paramento		-3.85	0.00	-6.53	13.06	-50.28	
Cordolo in c.a.		-7.10	-0.30	-1.47	2.93	-21.26	
Paraghiaia		-8.15	-0.90	-0.60	1.19	-10.25	
Zavorra a tergo		-4.48	-1.25	-9.57	19.14	-97.69	
Zavorra lato valle		-1.75	1.25	-2.06	4.12	-4.64	
TOTALE				-25	50	-189	
Sisma diretto verso il basso: + kv							
Descrizione		x <sub>G</sub> [m]	y <sub>G</sub> [m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]	
Fondazione c.a.		-0.50	0.00	4.58	9.16	-4.58	
Paramento c.a.		-3.85	0.00	6.53	13.06	-50.28	
Trave in c.a.		-7.10	-0.30	1.47	2.93	-20.38	
Paraghiaia in c.a.		-8.15	-0.90	0.60	1.19	-9.17	
Zavorra a tergo		-4.48	-1.25	9.57	19.14	-73.77	
Zavorra lato valle		-1.75	1.25	2.06	4.12	-9.80	
TOTALE				25	50	-168	
(CS2): Spinta (dinamica) delle terre - attiva							
Sisma diretto verso l'alto: - kv							
Comb.	k <sub>a</sub>	k <sub>AE</sub>	S <sub>a</sub> [kN/m]	S <sub>AE</sub> [kN/m]	ΔS [kN/m]	x <sub>G</sub> [m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]
M1	0.27	0.33	209.85	240.38	31	-4.40	-134
M2	0.34	0.40	265.96	299.19	33	-4.40	-146
Sisma diretto verso il basso: + kv							
Comb.	k <sub>a</sub>	k <sub>AE</sub>	S <sub>a</sub> [kN/m]	S <sub>AE</sub> [kN/m]	ΔS [kN/m]	x <sub>G</sub> [m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]
M1	0.27	0.32	209.85	259.31	49	-4.40	-218
M2	0.34	0.40	265.96	323.20	57	-4.40	-252

Vengono considerate nell'analisi, sulla base delle analisi dei carichi riportate nei capitoli precedenti, le seguenti condizioni di carico elementari

Nome	Descrizione			$\gamma$	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	$\psi_{sis}$
C1	Carichi permanenti - strutturali e non	G1	fav/sfav	1/1.35	\	\	\	\
C2	Zavorra stabilizzante a tergo spalla	G1	fav	1	\	\	\	\
C3	Spinta delle terre - riposo	G1	Sfav	1.35	\	\	\	\
C4a	Carichi variabili da traffico - Sovr. accidentale verticale su spalla	Qk	fav	0	0.75	0.75	0.2	0.2
C4b	Carichi variabili da traffico - Sovraccarico spingente su spalla	Qk	sfav	1.35	0.75	0.75	0.2	0.2
C4c	Carichi variabili da traffico - Carico tandem su impalcato - conf.1	Qk	fav/sfav	0/1.35	0.75	0.75	0.2	0.2
C4d	Carichi variabili da traffico - Carico tandem su impalcato - conf.2	Qk	0	0/1.35	0.75	0.75	0.2	0.2
C4e	Carichi variabili da traffico - Carico distribuito su impalcato	Qk	fav/sfav	0/1.35	0.4	0.4	0.2	0.2
C5	Frenatura	Qk	sfav	1.35	0	0	0	0
C6	Resistenza passiva dei vincoli	Qk	sfav	1.35	\	\	\	\
C7	Frenatura su paraghiaia	Qk	sfav	1.5	0	0	0	0
CS1 (-kv)	Forze inerzia legate a carichi strutturali e non (+kh / -kv)	G1sis	sfav	1	\	\	\	\
CS1 (+kv)	Forze inerzia legate a carichi strutturali e non (+kh / +kv)	G1sis	sfav	1	\	\	\	\
CS2 (-kv)	Spinta (dinamica) delle terre - attiva (-kv)	G1sis terre	sfav	1	\	\	\	\
CS2 (+kv)	Spinta (dinamica) delle terre - attiva (+kv)	G1sis terre	sfav	1	\	\	\	\

Si riportano di seguito, per ciascuna condizione di carico elementare, i valori delle azioni agenti a livello di intradosso della fondazione (impalcato e sottostrutture)

RISULTANTI	C1			C2			C3					
	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]			
Impalcato	63	0	16	0	0	0	0	0	0			
Sottostruttura	333	0	-35	209	0	261	0	210	-616			
Totale	396	0	-19	209	0	261	0	210	-616			
	C4a			C4b			C4c					
	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]			
Impalcato	0	0	0	0	0	0	50	0	12			
Sottostruttura	30	0	38	0	48	-210	0	0	0			
Totale	30	0	38	0	48	-210	50	0	12			
RISULTANTI	C4d			C4e			C5					
	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]			
Impalcato	0	0	0	18	0	4	0	16	-125			
Sottostruttura	0	0	0	0	0	0	0	0	0			
Totale	0	0	0	18	0	4	0	16	-125			
	C6			C7								
	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]						
	0	3	-25	0	0	0						
	0	0	0	0	0	0						
	0	3	-25	0	0	0						
RISULTANTI	CS1 (-kv)			CS1 (+kv)			CS2 (-kv)			CS2 (+kv)		
	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]
Impalcato	-4	13	-103	4	13	-101	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	-25	50	-189	25	50	-168	0	31	-134	0	49	-218
Totale	-28	63	-291	28	63	-269	0	31	-134	0	49	-218



### 5.5.3 Combinazioni di calcolo

Sulla base delle singole condizioni di carico elementari e dei diversi coefficienti parziali di sicurezza sono state predisposte le seguenti Combinazioni di calcolo per la verifica degli elementi strutturali.

DESCRIZIONE	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione				sismica	
	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	Traffico +	Traffico -
COMBINAZIONE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
C1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C3	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00
C4a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C4b	1.35	1.35	1.01	1.01	1.35	1.35	1.01	1.01	0.20	0.20
C4c	0.00	1.35	1.01	0.00	0.00	1.35	1.01	0.00	0.20	0.20
C4d	0.00	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00
C4e	0.00	1.35	0.54	0.54	0.00	1.35	0.54	0.54	0.20	0.20
C5	0.00	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00
C6	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00
C7	0.00	0.00	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	1.35	0.00	0.00
CS1 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
CS1 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
CS2 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
CS2 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00

Rara				frequente	
no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1
11	12	13	14	15	16
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75
0.00	1.00	0.75	0.00	0.00	0.75
0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00
0.00	1.00	0.40	0.40	0.00	0.40
0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Figura 5-21. Spalle - Combinazioni di calcolo SLU ed SLE per verifica elementi strutturali

I valori delle azioni sulla base dei coefficienti di combinazione sopra riportati risultano per ciascuna combinazione;

Azioni di calcolo								
	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione			
DESCRIZIONE	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2
COMBINAZIONE	1	2	3	4	5	6	7	8
N <sub>Ed</sub>	743	834	803	753	605	695	664	614
V <sub>Ed</sub>	352	352	374	374	352	352	374	374
M <sub>Ed</sub>	-912	-890	-1067	-1079	-906	-883	-1060	-1072
	sismica							
	Traffico +	Traffico -						
	9	10						
	646	590						
	335	316						
	-923	-863						
	Rara				frequente			
	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1		
	11	12	13	14	15	16		
	605	672	649	612	605	649		
	261	261	277	277	249	249		
	-608	-591	-723	-732	-556	-545		

Le azioni, per metro di lunghezza di spalla, ad intradosso fondazione per le combinazioni di carico più gravose utilizzate per le verifiche con il metodo delle curve caratteristiche risultano:

	Solo Permanenti	SLE-STR	SLU-STR	SLU-SISMA- STR
	C1+C2+C3	14	3	9
N[kN]	605	612	803	646
T[kN]	210	277	374	335
M[kNm]	374	732	1067	923

## 5.5.4 Modello di calcolo

Come descritto al Capitolo 5.2.2, per le combinazioni di carico più gravose sono state determinate, con il metodo delle curve caratteristiche, le azioni sui tiranti passivi e le azioni residue in fondazione, azioni riassunte nella tabella seguente:

FINALE						
	Tiro/m	Tiro (kN)	N (kN)	H (kN)	M (kNm)	Tiro (kN)
SLE	75	1800	14686	4846	9911	60
STR	155	3720	19264	5252	9792	124
SISSTR	120	2880	15510	5155	9923	96

Figura 5-22. Spalle – Tabella Finale azioni nei tiranti

Sulla base dello schema statico iniziale, note le azioni agenti e quelle nei tiranti, sono state determinate le sollecitazioni nelle seguenti sezioni critiche

- Sezione di incastro del paramento della spalla;
- Sezione del paramento di spalla in corrispondenza al tirante equivalente (baricentro tiranti 1 e 2 ordine)
- Sezione di max momento nella zattera di fondazione

Per le sollecitazioni più gravose e per ciascuna sezione critica sono state condotte le verifiche sezionali.

### 5.5.4.1 Sollecitazioni risultanti sul paramento

Si riportano di seguito le sollecitazioni agenti sul paramento per le diverse situazioni sopra descritte.

#### SEZIONE AD H= 3.25m (Posizione tirante equivalente)

Si riportano di seguito le azioni, per metro lineare di spalla, per le combinazioni più gravose allo SLU-STR, SLU-SISM-STR e SLE-STR.

	SLE-STR	SLU-STR	SLU-SISM
N[kN/m]	176.9	288.4	190.7
T[kN/m]	100.1	126.8	113.1
M[kNm/m]	170.0	198.0	183.7

Considerando che sul paramento della spalla sono presenti quattro setti, e che quindi la larghezza di spalla di competenza per ciascun setto risulta pari a 6.0 m circa, le azioni max per ciascun setto sono

	SLE-STR	SLU-STR	SLU-SISM
N[kN]	1061.2	1730.6	1144.0
T[kN]	600.7	760.6	678.4
M[kNm]	1019.9	1187.9	1101.9

#### SEZIONE DI INCASTRO DEL PARAMENTO (h=0.0m)

Si riportano di seguito le azioni, per metro lineare di spalla, per le combinazioni più gravose allo SLU-STR, SLU-SISM-STR e SLE-STR, determinate con il metodo delle ‘curve caratteristiche’.

Considerando che sul paramento della spalla sono presenti quattro setti, e che quindi la larghezza di spalla di competenza per ciascun setto risulta pari a 6.0 m circa, le azioni max per ciascun setto sono:

	SLE-STR	SLU-STR	SLU-SISM
N[kN/m]	258.1	398.0	275.6
T[kN/m]	151.4	136.3	132.9
M[kNm/m]	441.0	352.2	371.6
	SLE-STR	SLU-STR	SLU-SISM
N[kN]	1548.4	2388.3	1653.5
T[kN]	908.4	817.7	797.5
M[kNm]	2646.1	2113.5	2229.6

### 5.5.4.2 Verifiche strutturali del paramento

SEZIONE AD H= 3.25m (Baricentro tiranti)

Si effettuano le verifiche del paramento considerando reagente a lungo termine la struttura esistente + il placcaggio di consolidamento di spessore 50 cm

Si considerano le seguenti armature:

- Armatura verticale – lato terra: (4+2)Ø26cm
- Armatura verticale – lato strada: 1Ø24/20cm
- Armatura a taglio: staffe Ø12/25 + Ø10/25

Si riportano di seguito:

- Verifica a presso-flessione della sezione di incastro
- Verifica a taglio della sezione di incastro

### Verifiche sezione paramento

Verifica C.A. S.L.U. - File: [X] [ ] [ ]

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: 83T - Paramento

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	600	100	1	31,86	245
2	50	150	2	76,34	5

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 1144 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 1188 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 0

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

Tipo rottura: Lato acciaio - Acciaio snervato

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

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali: aio anni 60 cls anni 60

ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 216,49 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 17,19 ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8 ?  
ε<sub>syd</sub> 1,082 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 9,75 ‰  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,6 ‰  
τ<sub>c1</sub> 1,829 ‰

M<sub>xRd</sub> 3.098 kN m  
σ<sub>c</sub> -14,42 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 216,5 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 1,197 ‰  
ε<sub>s</sub> 67,5 ‰  
d 245 cm  
x 4,27 x/d 0,01743  
δ 0,7

Si effettuano le verifiche a taglio considerando reagente, a favore di sicurezza, la sola sezione e le sole armature della sezione originaria.

NTC 2018				
4.1.2.3.5.2 - Elementi con armature trasversali resistenti a taglio				
$R_{ck}$ [MPa] =	0	$f_{ck}$ [MPa] =	0	
$f_{cd}$ [MPa] =	17.79	da indagini		
$f_{ctk}$ [MPa] =	0.00			
$f_{ctd}$ [MPa] =	0.00	(c.a. $\gamma_c=1.5$ )		
$f_{ywd}$ [MPa] =	216.90	da indagini		
Verifica del conglomerato				
$H$ [mm] =	2000	Altezza della sezione		
$d$ [mm] =	1950	Altezza utile della sezione		
$b_w$ [mm] =	500	Larghezza della membratura resistente a taglio		
$\alpha_c$ =	1	1 per N=0		
$\alpha$ =	90	inclinazione armatura	1.57079633	
$\theta$ =	21.8	inclinazione fessura	0.38048178	
$\cotg\alpha$ =	6.1257E-17			
$\cotg\theta$ =	2.50	tra 1 e 2.5		
$V_{Rcd}$ [kN] =	2691.37	Resistenza a compressione bielle		
		$=0.9 b_w d \alpha_c f'_{cd} (\cotg\alpha + \cotg\theta) / (1 + \cotg2\theta)$		
Verifica dell'acciaio				
$A_{sw}$ [mmq] =	383.27	staffe Ø10+Ø12	area staffe	
$s$ [mm] =	250		passo staffe	
$V_{Rsd}$ [kN] =	1459.07	Resistenza armature = $0.9 d f_{ywd} A_{sw}/s (ct\alpha + ctg\theta) \sin\alpha$		
$V_{Rd}$ [kN] =	1459.07	Min. tra $V_{Rcd}$ e $V_{Rsd}$		
$V_{Sdu}$ [kN] =	761.00	Sollecitazione di progetto SLU		
	Verificato			

## SEZIONE di INCASTRO (H=0.0m)

Si effettuano le verifiche del paramento considerando reagente a lungo termine la struttura esistente + il placcaggio di consolidamento di spessore 50 cm.

Si considerano le seguenti armature:

- |                                     |  |
|-------------------------------------|--|
| - Armatura verticale – lato terra:  | 6Ø26 + 6Ø30                              |
| - Armatura verticale – lato strada: | 1Ø24/20cm                                |
| - Armatura a taglio:                | staffe (Ø12/25 + Ø10/25) + 2 Ø30 piegati |

Si riportano di seguito:

- Verifica a presso-flessione della sezione di incastro
- Verifica a taglio della sezione di incastro

Si effettuano le verifiche considerando che nella sezione la zona compressa è costituita dal placcaggio di rinforzo ed assunto quindi per il CLS una resistenza cautelativa pari a 35 MPa.



Verifica C.A. S.L.U. - File: 83T paramento P

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: 83T - Paramento

N° figure elementari 2 Zoom N° strati barre 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	600	100
2	50	150

N°	As [cm²]	d [cm]
1	56,55	245
2	42,41	240
3	76,34	5

Sollecitazioni  
S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 1584 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 2646 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 0

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

Tipo rottura  
Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali  
 aio anni 60 cls anni 60  
 ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 216,49 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
 E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 17,19 ‰  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8 ?  
 ε<sub>syd</sub> 1,082 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 9,75  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,6  
 τ<sub>c1</sub> 1,829

M<sub>xRd</sub> 7,093 kN m  
 σ<sub>c</sub> -16,47 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 216,5 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 1,59 ‰  
 ε<sub>s</sub> 67,5 ‰  
 d 245 cm  
 x 5,638 x/d 0,02301  
 δ 0,7

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

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

Tipo flessione  
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
☐ Precompresso

Si effettuano le verifiche a taglio considerando reagente, a favore di sicurezza, la sola sezione e le sole armature della sezione originaria.

NTC 2018				
4.1.2.3.5.2 - Elementi con armature trasversali resistenti a taglio				
$R_{ck}$ [MPa] =	0	$f_{ck}$ [MPa] =	0	
$f_{cd}$ [MPa] =	17.79	da indagini		
$f_{ctk}$ [MPa] =	0.00			
$f_{ctd}$ [MPa] =	0.00	(c.a. $\gamma_c=1.5$ )		
$f_{ywd}$ [MPa] =	216.90	da indagini		
Verifica del conglomerato				
$H$ [mm] =	2000	Altezza della sezione		
$d$ [mm] =	1950	Altezza utile della sezione		
$b_w$ [mm] =	500	Larghezza della membratura resistente a taglio		
$\alpha_c$ =	1	1 per N=0		
$\alpha$ =	90	inclinazione armatura	1.57079633	
$\theta$ =	21.8	inclinazione fessura	0.38048178	
$\cotg\alpha$ =	6.1257E-17			
$\cotg\theta$ =	2.50	tra 1 e 2.5		
$V_{Rcd}$ [kN] =	2691.37	Resistenza a compressione bielle		
		$=0.9 b_w d \alpha_c f'_{cd} (\cotg\alpha + \cotg\theta) / (1 + \cotg2\theta)$		
Verifica dell'acciaio				
$A_{sw}$ [mmq] =	383.27	staffe Ø10+Ø12	area staffe	
$s$ [mm] =	250		passo staffe	
$V_{Rsd}$ [kN] =	1459.07	Resistenza armature = $0.9 d f_{ywd} A_{sw}/s (ct\alpha + ctg\theta) \sin\alpha$		
$V_{Rd}$ [kN] =	1459.07	Min. tra $V_{Rcd}$ e $V_{Rsd}$		
$V_{Sdu}$ [kN] =	908.00	Sollecitazione di progetto SLU		
	Verificato			

#### 5.5.4.3 Sollecitazioni nella zattera di fondazione

Si riportano nella tabella seguente le sollecitazioni ottenute, per le combinazioni più gravose, con il metodo delle ‘curve caratteristiche’, a partire dai conseguenti valori di pressione sul terreno.

	SLE-STR	SLU-STR	SLU-SISM
$\sigma_{\max}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	308	354	317
$\sigma_{\min}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	0	48	7
$\sigma_1$ [kN/m <sup>2</sup> ]	192	239	200
	SLE-STR	SLU-STR	SLU-SISM
T[kN/m]	297	366	310
M[kNm/m]	216	268	225

Figura 5-23. Spalle – Tabella sollecitazioni sulla zattera a filo paramento

#### 5.5.4.4 Verifiche strutturali fondazione

Si effettua la verifica considerando la sezione e le armature presenti nella struttura originaria.

Si considerano le seguenti armature.

- Armatura retrozattera:
  - o Armatura superiore: 1Ø14/40cm
  - o Armatura inferiore: 1Ø26/25cm + 1Ø18/12.5cm
  
- Armatura avanzattera:
  - o Armatura superiore: 1Ø14/40cm
  - o Armatura inferiore: 1Ø26/25cm + 1Ø18/12.5cm

Si riportano di seguito:

- Verifica a presso-flessione della sezione di incastro
- Verifica a taglio della sezione di incastro

## Verifiche sezione avanzata di fondazione

Verifica C.A. S.L.U. - File: 83T plinto di fondazione sez1

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

**Titolo:** 83T - Paramento

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	100
2	0	0

N°	As [cm²]	d [cm]
1	6,16	5
2	41,59	95

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

N<sub>Ed</sub>  kN  
M<sub>xEd</sub>  kNm  
M<sub>yEd</sub>  kNm

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

**Tipo rottura**  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
aio anni 60 cls anni 60  
ε<sub>su</sub>  ‰ ε<sub>c2</sub>  ‰  
f<sub>yd</sub>  N/mm² ε<sub>cu</sub>  ‰  
E<sub>s</sub>  N/mm² f<sub>cd</sub>  ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>  f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>  ?  
ε<sub>syd</sub>  ‰ σ<sub>c,adm</sub>  ‰  
σ<sub>s,adm</sub>  N/mm² τ<sub>co</sub>  ‰  
τ<sub>c1</sub>  ‰

M<sub>xRd</sub>  kN m  
σ<sub>c</sub>  N/mm²  
σ<sub>s</sub>  N/mm²  
ε<sub>c</sub>  ‰  
ε<sub>s</sub>  ‰  
d  cm  
x  x/d   
δ

**Tipo Sezione**  
☐ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☒ Rettangoli ☐ Coord.

**Metodo di calcolo**  
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-  
☐ Metodo n

**Tipo flessione**  
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.   
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub>  cm Col. modello  
☐ Precompresso

NTC 2018					
4.1.2.3.5.1 - Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio					
$R_{ck}$ [MPa] =			$f_{ck}$ [MPa] =		
$f_c$ [MPa] =	17.79	da indagini			
$f_{ctk}$ [MPa] =					
$f_{ctd}$ [MPa] =		(c.a. $\gamma_c=1.5$ )			
$f_y$ [MPa] =	216.90	da indagini			
Condizione di verifica					
$H$ [mm] =	1000	Altezza della sezione			
$c_{min}$ [mm] =	25	Ricoprimento minimo			
$\phi_{staffe}$ [mm] =	0	Diametro staffe			
$\phi_{long}$ [mm] =	18	Diametro barre longitudinali			
$n_{barre\_long}$	10.00	Numero barre longitudinali			
$d$ [mm] =	966	Altezza utile della sezione			
$b_w$ [mm] =	1000	Larghezza della membratura resistente a taglio			
$k$ =	1.46	$= 1+(200/d)^{0.5}$ con $\leq 2$			
$A_{sl}$ [mmq] =	2544.69	Area armatura longitudinale in trazione			
$\rho_l$ =	0.0026	$A_{sl} / (b_w d) \leq 0.02$			
$v_{min}$ =	0.2591	$= 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{0.5}$			
Calcolo del contributo della sezione compressa					
$A_c$ [mmq] =	1000000	Area della sezione			
$N_{Ed}$ [kN] =	0.00	Azione assiale di compressione della sezione			
$N_{Ed}/A_c$ [MPa] =	0.00	tensione nella sezione			
$0.2f_{cd}$ [MPa] =	3.56	Tensione massima in compressione utilizzabile			
$\sigma_{cp}$ [MPa] =	0.00	Tensione di compressione utilizzata a calcolo			
$V_{comp}$ [kN] =	0.00	Contributo offerto dalla compressione = $(k_1 \sigma_c) b_w d$			
$V_R$ [kN] =	282.25	Resistenza di calcolo			
$V_{R,min}$ [kN] =	250.28	Resistenza min. $(v_{min} + 0.15\sigma_c) b_w d$			
$V_{Rd}$ [kN] =	282.25	Resistenza di progetto			
$V_{Sdu}$ [kN] =	268.00	Sollecitazione di progetto SLU			
	Verificato				

Considerata la presenza del setto verticale di irrigidimento vincolare della retrozattera che di fatto ne limita il comportamento a mensola, si omettono le verifiche relative alla retrozattera.

### 5.5.5 Analisi strutturale del paraghiaia

Il dimensionamento del paraghiaia è fatto con riferimento all'effettivo spessore di 40 cm e ad un'altezza di 1.20 m; per il calcolo del muro paraghiaia si deve considerare un'azione orizzontale longitudinale di frenamento, applicata alla testa del muro, di valore caratteristico pari al 60% del carico asse  $Q_{1,k}$ ; pertanto in ponti di prima categoria si considera un carico di 180 kN. A tale azione si sovrappone quella legata alla spinta del terreno a tergo del paraghiaia stesso, in presenza anche del sovraccarico variabile legato al traffico.

Le azioni agenti sul paraghiaia sono determinate con riferimento al modello FEM 2D della spalla descritto ed analizzato nei precedenti paragrafi; la verifica è effettuata nella sezione di incastro più sollecitata tenendo conto di una diffusione del carico a  $45^\circ$ .

Si considera una diffusione del carico a  $45^\circ$  su una larghezza di  $2.40 + 2 \cdot 1.20 = 4.80$  m, e quindi una forza di frenatura a metro pari a  $f = 180 / 4.80 = 37.5$  kN/m.

La azioni alla base del paraghiaia determinate dal modello di calcolo sono riportate nella seguenti pagine.

Si considerano la sezione e le armature previste per la struttura originaria.

- Armatura paraghiaia:
  - o Armatura lato controterra: 1Ø14/25cm
  - o Armatura lato impalcato: 1Ø14/25cm

Si riportano di seguito le verifiche SLU per il paraghiaia

### PARAGHIAIA

Caratteristiche paraghiaia

$H_{\text{paragh}}$ [m] =	1.20
$B_{\text{paragh}}$ [m] =	0.40

Caratteristiche Terreno

$\gamma$ =	20	kN/mc
$\Phi$ =	35	° = 0.611 rad
$k_0$ =	0.43	
$h_{\text{terreno spinta}}$ =	1.20	m

### ANALISI DEI CARICHI NELLA SEZIONE DI INCASTRO DEL PARAGHIAIA

#### 1) Peso proprio

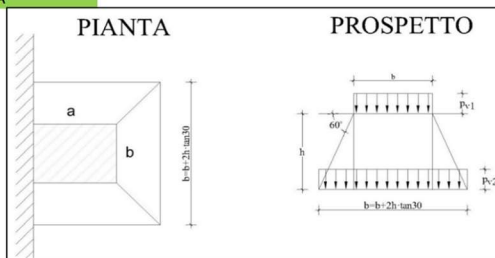
N	12.00	kN/m
---	-------	------

#### 2) Spinta Terreno

$S_t$	6.14	kN/m --> spinta distribuita
$M_t$	2.46	kNm/m --> momento distribuito

#### 3.1) Spinta Sovraccarico Variabile

Si applica diffusione dei carichi con angolo



30	[°]
0.524	[rad]

Carichi

$2Q_{1k}$	600	kN
$q_{1k}$	9	kN/mq

Impronta di Carico

a	2.20	m
b	3.00	m
a'	2.89	m
b'	4.39	m

v. Par. C5.1.3.3.5.1  
Circolare 21/01/2019

Pressioni su paraghiaia

$P_{1(\text{verticale})}$	99.91	MPa
$P_{2(\text{verticale})}$	56.29	MPa
$\sigma_{1(\text{orizzontale})}$	42.60	MPa
$\sigma_{2(\text{orizzontale})}$	24.00	MPa

Azioni

$S_{H2}$	28.81	kN/m --> spinta orizzontale data dal rettangolo di pressioni
$S_{H1}$	11.16	kN/m --> spinta orizzontale data dal triangolo di pressioni
$S_H$	39.96	kN/m --> spinta totale
$M_{SH}$	26.21	kNm/m --> momento totale

#### 3.2) Azione di frenata

$Q_{1k}$	300	kN --> v. Par. C5.1.3.3.5.2 Circolare 21/01/2019
$F_f = 0.6Q_{1k}$	180	kN --> v. Par. C5.1.3.3.5.2 Circolare 21/01/2019
$S_f$	33.33	kN/m --> spinta distribuita (larghezza di diffusione pari a $L = w + 2xh_{\text{paragh}}$ )
$M_f$	40.00	kNm/m --> momento distribuito

Azioni caratteristiche nella sezione di incastro

C.C.	$N_{Ed}$ [kN/m]	$V_{Ed}$ [kN/m]	$M_{Ed}$ [kNm/m]
C1	12	0	0
C2	0	6	2
C3.1	0	40	26
C3.2	300	33	40

Combinazioni di calcolo

C.C.	SLU-1	SLU-2	RARA-1	RARA-2	FREQ	Q. P.
C1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
C3.1	1.35	1.01	1.00	0.75	0.75	0.00
C3.2	0.00	1.35	0.00	1.00	0.00	0.00

Azioni di calcolo nella sezione di incastro

C.C.	SLU-1	SLU-2	RARA-1	RARA-2	FREQ	Q. P.
$N_{Ed}$ [kN/m]	12	417	12	312	12	12
$V_{Ed}$ [kN/m]	62	94	46	69	36	6
$M_{Ed}$ [kNm/m]	39	84	29	62	22	2



## Verifiche sezione paraghiaia

Verifica C.A. S.L.U. - File: 83T Verifica Flessione Paraghiaia

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: 83T Paraghiaia

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	6,16	4
2	6,16	36

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N Ed 417 0 kN  
M xEd 84 0 kNm  
M yEd 0 0

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

Tipo rottura  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

aio anni 60 cls anni 60

$\epsilon_{su}$  67,5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  216,49 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3,5 ‰  
 $E_s$  200.000 N/mm²  $f_{cd}$  17,79  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0,8 ?  
 $\epsilon_{syd}$  1,082 ‰  $\sigma_{c,adm}$  12,25  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0,7333  
 $\tau_{c1}$  2,114

M xRd 122,7 kN m

$\sigma_c$  -17,79 N/mm²  
 $\sigma_s$  216,5 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3,5 ‰  
 $\epsilon_s$  28,85 ‰  
d 36 cm  
x 3,895 x/d 0,1082  
 $\delta$  0,7

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

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

Tipo flessione  
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

NTC 2018				
4.1.2.3.5.1 - Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio				
$R_{ck}$ [MPa] =	40		$f_{ck}$ [MPa] =	32
$f_{cd}$ [MPa] =	18.13	(c.a. $\gamma_c=1.5$ )		
$f_{ctk}$ [MPa] =	2.12			
$f_{ctd}$ [MPa] =	1.41	(c.a. $\gamma_c=1.5$ )		
$f_{ywd}$ [MPa] =	391.30	(B450C $\gamma_s=1.15$ )		
Condizione di verifica				
$H$ [mm] =	400	Altezza della sezione		
$c_{min}$ [mm] =	25	Ricoprimento minimo		
$\phi_{staffe}$ [mm] =	0	Diametro staffe (spilli)		
$\phi_{long}$ [mm] =	14	Diametro barre longitudinali		
$n_{barre\_long}$	4	Numero barre longitudinali		
$d$ [mm] =	364	Altezza utile della sezione		
$b_w$ [mm] =	1000	Larghezza della membratura resistente a taglio		
$k$ =	1.74	$= 1+(200/d)^{0.5}$ con $\leq 2$		
$A_{sl}$ [mmq] =	615.75	Area armatura longitudinale in trazione		
$\rho_l$ =	0.0017	$A_{sl} / (b_w d) \leq 0.02$		
$v_{min}$ =	0.4549	$= 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{0.5}$		
Calcolo del contributo della sezione compressa				
$A_c$ [mmq] =	400000	Area della sezione		
$N_{Ed}$ [kN] =	0.00	Azione assiale di compressione della sezione		
$N_{Ed}/A_c$ [MPa] =	0.00	tensione nella sezione		
$0.2f_{cd}$ [MPa] =	3.63	Tensione massima in compressione utilizzabile		
$\sigma_{cp}$ [MPa] =	0.00	Tensione di compressione utilizzata a calcolo		
$V_{comp}$ [kN] =	0.00	Contributo offerto dalla compressione = $(k_1 \sigma_c) b_w d$		
$V_R$ [kN] =	133.55	Resistenza di calcolo		
$V_{R,min}$ [kN] =	165.59	Resistenza min. $(v_{min} + 0.15\sigma_c) b_w d$		
$V_{Rd}$ [kN] =	165.59	Resistenza di progetto		
$V_{Sdu}$ [kN] =	94.00	Sollecitazione di progetto SLU		
	Verificato			

### 5.5.6 Verifica tiranti

Si riportano di seguito le azioni agenti sul tirante superiore, determinate con il metodo delle curve caratteristiche per le combinazioni più gravose.

FINALE						
	Tiro/m	Tiro (kN)	N (kN)	H (kN)	M (kNm)	Tiro (kN)
SLE	75	1800	14686	4846	9911	60
STR	155	3720	19264	5252	9792	124
SISSTR	120	2880	15510	5155	9923	96

La max azione agente sui tiranti, considerata l'inclinazione di 10°, vale:

$$T_d \max = 124 / \cos 10^\circ = 130 \text{ kN}$$

La massima capacità portante offerta dal tratto di fondazione del tirante, calcolata con il metodo di Bustamante Doix) considerando:

- $\Phi = 180\text{mm}$  diametro perforo tirante
- $\alpha = 1.0$  coefficiente maggiorazione perforo
- $La = 12 \text{ m}$  lunghezza tratto di fondazione tirante
- $Lt = 18\text{m}$  lunghezza totale tirante
- $Tlim = 100 \text{ kN/m}^2$  max adesione (iniezioni a gravità o bassa pressione IGU)
- $\Phi = 114.3$  diametro tubo di armatura del tirante
- $S = 10\text{mm}$  spessore tubo di armatura
- S355 caratteristica acciaio tubo di armatura

Risulta:

CAPACITA' PORTANTE di un MICROPALO (Bustamante e Doix)									
D =	0.18	m				gam sat =	20	kN/m3	
A =	0.03	m2				gam w =	0	kN/m3	
SI /m =	0.57	m2				gam ' =	20	kN/m3	
coeff sic punta =		1				gam cls =	25	kN/m3	
coeff sic laterale (per		1.2							
csi3/csi4=		1.75							
				Res laterale			Res punta	p.p. palo	Res totale
Lung	Prof	sig' v	s	alf	qs	Qs	Qp =	Wp	
0	0	0.0	0	1.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0
1	1	20.0	0	1.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0
2	2	40.0	0	1.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0
3	3	60.0	0	1.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0
4	4	80.0	0	1.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0
5	5	100.0	0	1.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0
6	6	120.0	0	1.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0
7	7	140.0	100	1.00	26.93	26.93	0.0	0.0	26.9
8	8	160.0	100	1.00	26.93	53.86	0.0	0.0	53.9
9	9	180.0	100	1.00	26.93	80.78	0.0	0.0	80.8
10	10	200.0	100	1.00	26.93	107.71	0.0	0.0	107.7
11	11	220.0	100	1.00	26.93	134.64	0.0	0.0	134.6
12	12	240.0	100	1.00	26.93	161.57	0.0	0.0	161.6
13	13	260.0	100	1.00	26.93	188.50	0.0	0.0	188.5
14	14	280.0	100	1.00	26.93	215.42	0.0	0.0	215.4
15	15	300.0	100	1.00	26.93	242.35	0.0	0.0	242.4
16	16	320.0	100	1.00	26.93	269.28	0.0	0.0	269.3
17	17	340.0	100	1.00	26.93	296.21	0.0	0.0	296.2
18	18	360.0	100	1.00	26.93	323.14	0.0	0.0	323.1
19	19	380.0	100	1.00	26.93	350.06	0.0	0.0	350.1
20	20	400.0	100	1.00	26.93	376.99	0.0	0.0	377.0
21	21	420.0	100	1.00	26.93	403.92	0.0	0.0	403.9
22	22	440.0	100	1.00	26.93	430.85	0.0	0.0	430.8
23	23	460.0	100	1.00	26.93	457.77	0.0	0.0	457.8
24	24	480.0	100	1.00	26.93	484.70	0.0	0.0	484.7
25	25	500.0	100	1.00	26.93	511.63	0.0	0.0	511.6

La resistenza strutturale del tubo di acciaio vale:

$$T_{RSTRU} = 3280 \cdot 355 / 1.05 = 1108 \text{ kN}$$

La verifica  $T_d = 130 \text{ kN} \leq \min (T_{RGEO} = 323 \text{ kN}; T_{RSTRU} = 1108 \text{ kN})$  è soddisfatta.

## VERIFICA A PUNZONAMENTO

Si riporta la verifica a punzonamento per l'ancoraggio del tirante nella parete di placcaggio.

Si considera  $N_d = 130$  kN

### CASO 1: VERIFICA A TAGLIO-PUNZONAMENTO DI SOLETTA IN C.A. SENZA ARMATURA

N.B.: Modificare celle con testo in rosso

#### Caratteristiche materiali

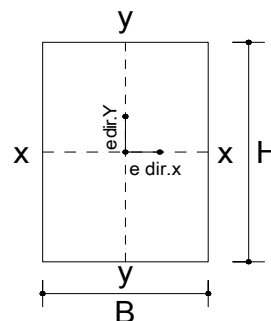
$R_{ck}$	40	N/mm <sup>2</sup>	$\gamma_{acciaio}$	1.15	
$\gamma_c$	1.5		B450C	450	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	33	N/mm <sup>2</sup>	$f_{yd}$	391.3	N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd}$	18.81	N/mm <sup>2</sup>			

#### Sollecitazioni

N	130	kN	sforzo normale
$M_{x-x}$	0	kNm	Momento flettente intorno all'asse x-x
$M_{y-y}$	0	kNm	Momento flettente intorno all'asse y-y

#### Caratteristiche geometriche

B	180	mm	base pilastro
H	180	mm	altezza pilastro
s	250	mm	spessore soletta piena del solaio
c	10	mm	copriferro della soletta piena del solaio
$d_x$	228	mm	altezza utile dell'armatura soletta in dir.X
$d_y$	204	mm	altezza utile dell'armatura soletta in dir.Y
d	216	mm	altezza utile media



#### pilastro interno

$u_0$	720	mm	perimetro linea di punzonamento posto a contorno del pilastro
$u^*_1$	3434	mm	perimetro linea di punzonamento ridotto posto a 2d
$u_1$	3434	mm	perimetro linea di punzonamento posto a 2d
$\beta$	1.15		fattore amplificativo che tiene conto dell'eccentricità

#### Armatura superiore in direzione x e y

$A_{sup,x}$	1Ø	24	passo	200	mm	$\rho_{l,x}$	0.0105
$A_{sup,y}$	1Ø	24	passo	200	mm	$\rho_{l,y}$	0.0105
$\rho_l$	0.0105		percentuale geometrica di armatura.				
k	1.96						

#### Calcolo a punzonamento lungo il contorno del pilastro

Tensione di punzonamento di progetto lungo il contorno del pilastro ( $u_0$ )

$$V_{Ed} = 0.96 \text{ N/mm}^2$$

Massimo valore della resistenza a taglio-punzonamento

$$V_{Rd,max} = 4.70 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Ed} < V_{Rd,max} \quad \text{la verifica lungo il contorno del pilastro è soddisfatta}$$

#### Calcolo a punzonamento lungo il perimetro di verifica a distanza 2d

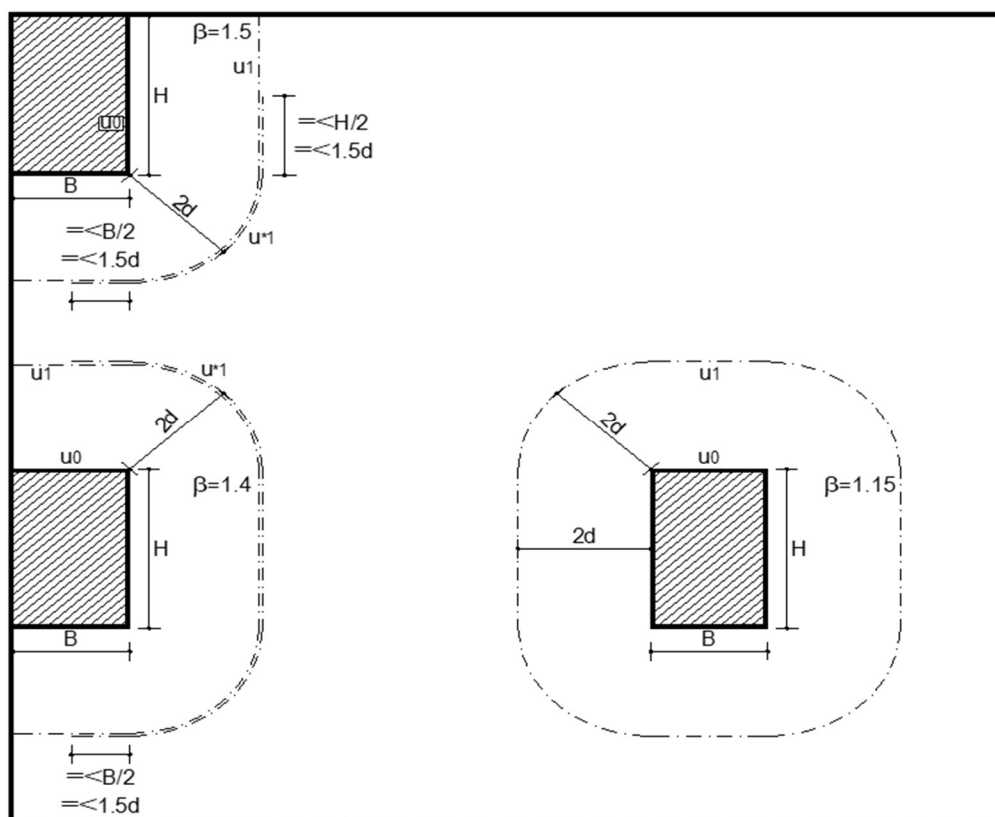
Tensione di punzonamento di progetto lungo il perimetro di verifica a distanza 2d

$$V_{Ed} = 0.20 \text{ N/mm}^2$$

Massimo valore della resistenza a taglio-punzonamento

$$V_{Rd,max} = 0.77 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Ed} < V_{Rd,max} \quad \text{la verifica lungo il perimetro posto a 2d è soddisfatta}$$



### 5.5.7 Analisi strutturale della sottofondazione

Per l'analisi di dettaglio delle sottofondazioni si rimanda alla relazione APE.

## 6 ANALISI MURI D'ALA

### 6.1 DESCRIZIONE GENERALE

All'estremità delle spalle dell'ampliamento di nuova realizzazione (“AMPLIAMENTO 2”) in carreggiata nord sono previsti due muri d'ala atti a contenere il terreno della scarpata del rilevato autostradale; in carreggiata sud sono invece previsti due muri di sostegno del rilevato autostradale che corrono parallelamente al ciglio stradale.

I muri d'ala in carreggiata nord, realizzati in calcestruzzo gettato in opera, presentano elevazione di altezza variabile e fondazione di tipo diretto.

I muri d'ala in carreggiata sud, anch'essi realizzati in calcestruzzo gettato in opera, presentano invece elevazione di altezza costante e fondazione di tipo indiretto su micropali.

Nella tabella seguente sono riepilogate le loro principali caratteristiche geometriche.

Tabella 6-1. Muri d'ala - Configurazione

	CARREGGIATA SUD		CARREGGIATA NORD		
	RIMINI	BOLOGNA	RIMINI	BOLOGNA	
	Parallela	Parallela	Ortog.	Ortog.	Direzione rispetto asse A14
	in opera	in opera	in opera	in opera	Tipologia elevazione
	in opera	in opera	in opera	in opera	Tipologia zattera
	su pali	su pali	diretta	diretta	Tipologia fondazione
	No	No	No	No	Presenza Guard-Rail / New-Jersey
	Si	Si	No	No	Presenza barriere fonoassorbenti
Hpar,min [m] =	7.19	7.19	6.60	6.60	Altezza max paramento
Hpar,max [m] =	7.19	7.19	1.10	1.10	Altezza min paramento
Lpar [m] =	9.10	9.10	9.77	9.77	Sviluppo
Sp par,min [m] =	0.70	0.70	0.40	0.40	Spessore min paramento
Sp par,max [m] =	1.30	1.30	0.51-1.06	0.51-1.06	Spessore max paramento
L zatt [m] =	9.10	9.10	9.57	9.57	Lunghezza zattera di fondazione
B zatt [m] =	6.00	6.00	2.46-5.00	2.46-5.00	Larghezza zattera di fondazione
Sp zatt [m] =	1.30	1.30	1.00	1.00	Spessore zattera di fondazione
$\alpha$ [°] =	0	0	0	0	Fuori squadra tra lati zattera
N.° pali =	54	54	-	-	N. micropali di fondazione

I muri d'ala presentano rigidità nella direzione trasversale molto superiore rispetto a quella nella direzione longitudinale. A fronte di quanto appena esposto, si conducono le verifiche solo per le azioni agenti nella direzione longitudinale e per metro di lunghezza.

## 6.2 MURI D'ALA AMPLIAMENTO 2 CARREGGIATA NORD (NUOVA REALIZZAZIONE)

I due muri d'ala (lato Bologna e lato Rimini) presentano identica geometria.

Dato che l'elevazione presenta altezza variabile (da 6.60 m a 1.10 m) su uno sviluppo di soli 9.50 m, la verifica strutturale viene condotta considerando un valore di altezza prossimo al valore medio valutato sull'ultimo metro più alto.

Nel caso specifico si assume un'altezza dell'elevazione pari a 6.30 m.

### 6.2.1 Geometria di verifica

Si riportano di seguito le dimensioni di calcolo adottate per il muro d'ala in carreggiata nord dell'allargamento 2.

SOTTOVIA ERBOSA	MURO D'ALA			
CARREGGIATA	NORD	FONDAZIONE		DIRETTA
DIREZIONE	BOLOGNA			
Geometrie delle sottostrutture in ampliamento				
L1	9.57	[m]	Larghezza zattera	
L2	9.77	[m]	Larghezza paramento	
L3	0.20	[m]	Risega su zattera esistente	
L4	0.00	[m]	Sbalzo zattera	
B	4.900	[m]	Lunghezza zattera	
b1	3.370	[m]	Lunghezza retrozattera	
b2min	0.400	[m]	Spessore paramento in testa	
b2max	1.030	[m]	Spessore paramento alla base	
b2med	0.715	[m]	Spessore medio paramento	
b3	0.500	[m]	Lunghezza avanzattera	
H <sub>TOT</sub>	7.30	[m]	Altezza totale	
H1	1.00	[m]	Spessore zattera	
H2	6.30	[m]	Altezza paramento	
H <sub>zav_M</sub>	6.30	[m]	Altezza zavorra a tergo della spalla (lato monte)	
H <sub>zav_V</sub>	0.50	[m]	Altezza zavorra a fronte della spalla (lato valle = strada)	
Caratteristiche dei materiali				
Y <sub>cls</sub>	25	[kN/m <sup>3</sup> ]		
Y <sub>steel</sub>	78.5	[kN/m <sup>3</sup> ]		
q	10	[kN/m2]	sovraccarico accidentale	
Parametri geotecnici del terreno di rilevato				
Y <sub>terreno</sub>	20	[kN/m <sup>3</sup> ]		
φ' (M1)	35	[°]		
φ' (M2)	29.26	[°]		

Figura 6-1. Muri d'ala carreggiata nord - Dimensioni geometriche



## 6.2.2 Caratterizzazione azione sismica

Trattandosi di un muro di sostegno su fondazione diretta, quindi opera è in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, si assume  $\beta = 0.31$ .

Località: Opera 83T (Via Erbosa)

Vita nominale: VN 50 anni

Classe d'uso: IV

CU 2

Periodo di riferimento per azione sismica: VR 100 anni

Parametri sismici:	Stato limite	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$T_C^*$ [sec]	$F_0$
	SLV	949	0.213	0.304	2.436

Categoria di sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

Accelerazione massima attesa al sito	Stato limite	$T_R$ [anni]	$S_S$	$S_T$	$a_{max}$ [g]
	SLV	949	1.39	1.00	0.296

Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito  $\beta$  0.31

Coefficiente sismico orizzontale  $k_h$  0.092

Coefficiente sismico orizzontale  $k_v$  0.046

### Calcolo coefficiente sismico con teoria Mononobe-Okabe:

#### Sisma diretto verso l'alto: - kv

	[°]	[rad]
$\theta$	0.00	0.00
$\delta$	0.00	0.00
$\beta$	0.00	0.00
$\psi$	5.49	0.10
$\varphi$ - M1	35.00	0.61
$\varphi$ - M2	29.26	0.51
$k_{AE}$ - M1	<b>0.33</b>	
$k_{AE}$ - M2	<b>0.41</b>	

#### Sisma diretto verso il basso: + kv

	[°]	[rad]
$\theta$	0.00	0.00
$\delta$	0.00	0.00
$\beta$	0.00	0.00
$\psi$	5.02	0.09
$\varphi$ - M1	35.00	0.61
$\varphi$ - M2	29.26	0.51
$k_{AE}$ - M1	<b>0.32</b>	
$k_{AE}$ - M2	<b>0.40</b>	

### 6.2.3 Analisi dei muri d'ala

Le analisi di stabilità del muro sono state condotte mediante l'ausilio del modulo MURO Ver. 8.31 facente parte del programma di calcolo ENG 8 prodotto da SIGMAc SOFT; il programma esegue la verifiche delle pressioni di contatto sul terreno, le verifiche di scorrimento e di ribaltamento dei muri di sostegno sia in condizioni statiche che sismiche secondo quanto previsto dalla normativa vigente (D.M. 2018).

Nella figura seguente si riporta una vista del modello in cui sono riportate le caratteristiche geometriche del muro, la stratigrafia, i parametri geotecnici del terreno ed i sovraccarichi accidentali adottati.

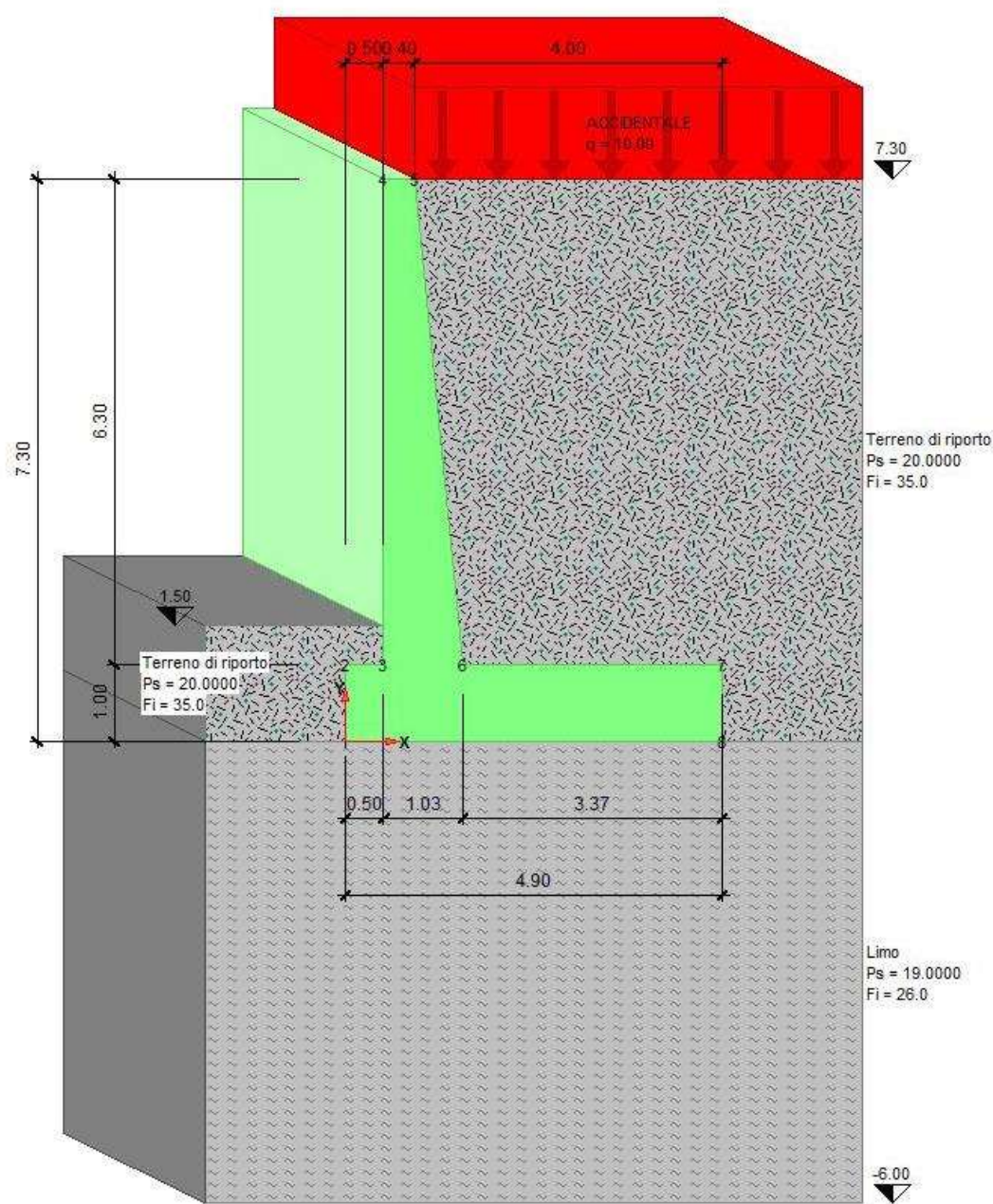


Figura 6-2. Muri d'ala carreggiata nord – Modello per verifiche di stabilità geotecnica

### 6.2.3.1 Analisi dei carichi

Sono state considerate le condizioni di carico di seguito elencate:

- Peso proprio: peso delle strutture calcolato in automatico dal programma di calcolo in ragione di un peso specifico del cls di 25 kN/m<sup>3</sup>;
- Peso del terreno di riempimento: valutato in automatico dal programma di calcolo in ragione di un peso specifico del terreno di 20 kN/m<sup>3</sup>;
- Spinta del terreno: spinta valutata in automatico dal programma di calcolo in ragione di un peso specifico del terreno di 20 kN/m<sup>3</sup> e dell'angolo di attrito efficace  $\varphi' = 35^\circ$ ;
- Spinta del sovraccarico a tergo: spinta valutata in automatico dal programma di calcolo, sotto forma di pressione uniforme sull'altezza del muro, considerando un sovraccarico a tergo  $Q = 10 \text{ kN/m}^2$  e l'angolo di attrito efficace  $\varphi' = 35^\circ$ .
- Azioni sismiche: sia le azioni inerziali sulle masse (strutture e terreno di riempimento) che le spinte del terreno e dei sovraccarichi in condizioni sismiche sono valutate in automatico dal programma di calcolo in funzione dei seguenti parametri sismici valutati per lo Stato Limite di Danno (S.L.D.):
  - o  $a_g / g = 0.213$ ;
  - o  $S_s = 1.39$  (terreno tipo C);
  - o  $S_T = 1.00$  (categoria topografica T1);
  - o  $\beta_m = 0.31$ ;
  - o  $K_H = 0.092$
  - o  $K_V = \pm 0.046$
  - o  $K_{a, \text{sis}} = 0.33$

### 6.2.3.2 Combinazioni dei carichi e criteri di verifica

Le combinazioni dei carichi elementari sono state definite in accordo a quanto previsto dalla normativa vigente (D.M. 14/01/2008).

Per quanto riguarda nello specifico le verifiche allo Stato Limite Ultimo, la verifica di ribaltamento (che non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione) viene trattata come uno stato limite di equilibrio (EQU) utilizzando i coefficienti parziali per le azioni definiti nella tabella 6.2.I del D.M. 14/01/2008 ed adoperando per il calcolo delle spinte i coefficienti parziali di gruppo M2 definiti nella tabella 6.2.II del D.M. 14/01/2008.

In accordo a quanto previsto dalla normativa, le verifiche di carattere geotecnico (GEO) e strutturali (STR) vengano condotte secondo l'approccio 2 (A1+M1+R3)

I valori dei coefficienti A1 e M1 sono quelli definiti nelle tabelle 6.2.I e 6.2.II del D.M. 14/01/2008 mentre i coefficienti R3 (specifici per i muri di sostegno) sono quelli definiti nella tabella 6.5.I del D.M. 14/01/2008.

## 6.2.4 Verifica geotecniche

Nel presente capitolo si procede ad esplicitare le verifiche geotecniche del muro di sostegno.

### 6.2.4.1 Verifica di ribaltamento allo Stato Limite Ultimo (EQU)

La seguente tabella esplicita i risultati delle verifiche di ribaltamento condotte allo Stato Limite Ultimo in condizioni persistenti e sismiche.

Tabella 6-2. Muri d'ala carreggiata nord – Verifiche a ribaltamento (EQU)

EQU	Momento ribaltante $E_D$ [kNm/m]	Momento stabilizzante $R_D$ [kNm/m]	Coefficiente di sicurezza FS
S.L.U. (Condizioni persistenti)	627	1666	2.66
S.L.U. (Condizioni sismiche)	1031	1657	1.61

### 6.2.4.2 Verifica di scorrimento allo Stato Limite Ultimo

La seguente tabella esplicita i risultati delle verifiche a scorrimento sul piano di posa condotte allo Stato Limite Ultimo in condizioni persistenti e sismiche.

Tabella 6-3. Muri d'ala carreggiata nord – Verifiche a scorrimento (A1+M1+R3)

APPROCCIO 2 (A1 + M1+ R3)	Azione orizzontale $E_{D,H}$ [kN/m]	Azione verticale $E_{D,V}$ [kN/m]	Coefficiente di attrito $C_A$	Coefficiente riduttivo $\gamma_R(\delta)$	Coefficiente di sicurezza FS
S.L.U. (Condizioni persistenti)	158	704	0.40	1.10	1.62
S.L.U. (Condizioni sismiche)	203	671	0.40	1.10	1.20

### 6.2.4.3 Verifica di capacità portante (carico limite) allo Stato Limite Ultimo

La seguente tabella esplicita i risultati delle verifiche di capacità portante condotte allo Stato Limite Ultimo in condizioni persistenti e sismiche adottando la formula di Brinch-Hansen. Essendo il terreno di fondazione di tipo limoso, in condizioni persistenti si esegue sia la verifica drenata (lungo termine) che non drenata (breve termine), mentre in condizioni sismiche si esegue solo la verifica non drenata (breve termine).

Tabella 6-4. Muri d'ala carreggiata nord – Verifiche di capacità portante (A1+M1+R3)

APPROCCIO 2 (A1 + M1+ R3)	Azione verticale $N_{D,V}$ [kN/m]	Resistenza di progetto $R_D$ [kN/m]	Coefficiente di sicurezza FS
S.L.U. (Condizioni persistenti) - Drenata	916	1144	1.25
S.L.U. (Condizioni persistenti) - Non drenata	916	1015	1.11
S.L.U. (Condizioni sismiche) - Non drenata	738	826	1.12

Nel seguito si riporta il dettaglio delle verifiche di capacità portante.

SLU - Condizioni persistenti – Verifica drenata

DETERMINAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI NASTRIFORMI									
CONDIZIONI DRENATE		$Q_{lim} = 0.5 \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot d_q \cdot b_q \cdot g_q$							
<i>D.M. 14/01/2008: Verifica a lungo termine in condizioni drenate - Muri di sostegno</i>									
APPROCCIO 2	(A1 + M1 + R3)	azioni incrementate, parametri geotecnici invariati, resistenze ridotte							
		=>	<table border="1" style="display: inline-table; border-collapse: collapse;"> <tr> <td><math>\gamma_M =</math></td> <td style="text-align: center;">1.00</td> </tr> <tr> <td><math>\gamma_R =</math></td> <td style="text-align: center;">1.40</td> </tr> </table>	$\gamma_M =$	1.00	$\gamma_R =$	1.40		
$\gamma_M =$	1.00								
$\gamma_R =$	1.40								
<i>Caratteristiche geotecniche terreno</i>									
Peso specifico efficace del terreno di ricoprimento	$\gamma'_{ric}$ (kN/m <sup>3</sup> ) =	20							
Peso specifico efficace del terreno di fondazione	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> ) =	9							
Angolo di attrito del terreno di fondazione	$\phi'$ (°) =	26							
Coesione drenata del terreno di fondazione	$c'$ (kN/m <sup>2</sup> ) =	0							
<i>Geometria della fondazione</i>									
Dimensione minore fondazione	B (m) =	4.90							
Affondamento della fondazione	D (m) =	1.50							
Inclinazione intradosso fondazione	$\alpha$ (°) =	0.00							
Inclinazione piano campagna	$\beta$ (°) =	0.00							
<i>Carichi di verifica</i>									
Carico verticale agente sulla fondazione	N (kN/m) =	916.00							
Carico orizzontale agente sulla fondazione	H (kN/m) =	158.00							
Momento flettente agente sulla fondazione	MB (kNm/m) =	412.00							
Eccentricità	EB (m) =	0.45							
<i>Dati di calcolo</i>									
Dim. minore fondazione efficace equivalente	B' (m) =	4.00							
Azione laterale stabilizzante	q (kN/m <sup>2</sup> ) =	30.00							
<i>Fattori di capacità portante</i>		<table border="1" style="display: inline-table; border-collapse: collapse;"> <tr> <td><math>N_{\gamma} = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi')</math></td> <td style="text-align: center;">12.54</td> </tr> <tr> <td><math>N_q = \exp[p \cdot \tan(\phi')] \cdot \tan^2(45 + \phi'/2)</math></td> <td style="text-align: center;">11.85</td> </tr> <tr> <td><math>N_c = (N_q - 1) \cdot \cotan(\phi')</math></td> <td style="text-align: center;">22.25</td> </tr> </table>		$N_{\gamma} = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi')$	12.54	$N_q = \exp[p \cdot \tan(\phi')] \cdot \tan^2(45 + \phi'/2)$	11.85	$N_c = (N_q - 1) \cdot \cotan(\phi')$	22.25
$N_{\gamma} = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi')$	12.54								
$N_q = \exp[p \cdot \tan(\phi')] \cdot \tan^2(45 + \phi'/2)$	11.85								
$N_c = (N_q - 1) \cdot \cotan(\phi')$	22.25								
<i>Coefficienti correttivi</i>									
<i>Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del carico (Vesic, 1975)</i>									
m =		1.99							
$i_{\gamma} =$	0.57	$i_q =$	0.69						
		$i_c =$	0.66						
<i>Fattori correttivi dipendenti dalla profondità del piano di posa (Vesic, 1975)</i>									
$d_{\gamma} =$		1.00							
$D/B' =$		0.37							
$d_q =$		1.12							
per $D/B' \leq 1$		quindi $d_q =$							
per $D/B' > 1$		1.12							
$d_c =$		1.13							
<i>Fattori correttivi dipendenti dalla forma della fondazione (Vesic, 1975)</i>									
$s_{\gamma} =$	1.00	$s_q =$	1.00						
		$s_c =$	1.00						
<i>Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione dell'intradosso fondazione (Vesic, 1975)</i>									
$b_{\gamma} =$	1.00	$b_q =$	1.00						
		$b_c =$	1.00						
<i>Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del piano campagna (Vesic, 1975)</i>									
$g_{\gamma} =$	1.00	$g_q =$	1.00						
		$g_c =$	1.00						
CAPACITA' PORTANTE LIMITE		$Q_{lim} =$	400						
		kN/mq	=> 1601						
COEFFICIENTE DI SICUREZZA		$\gamma_R =$	1.40						
CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO		$Q_{RD} =$	286						
		kN/mq	=> 1144						
VERIFICA SODDISFATTA!!									

Fattori di capacità portante			
$\phi'$	$N_c$	$N_q$	$N_{\gamma}$
0	5.14	1.00	0.00
1	5.38	1.09	0.07
2	5.63	1.20	0.15
3	5.90	1.31	0.24
4	6.19	1.43	0.34
5	6.49	1.57	0.45
6	6.81	1.72	0.57
7	7.16	1.88	0.71
8	7.53	2.06	0.86
9	7.92	2.25	1.03
10	8.34	2.47	1.22
11	8.80	2.71	1.44
12	9.28	2.97	1.69
13	9.81	3.26	1.97
14	10.37	3.59	2.29
15	10.98	3.94	2.65
16	11.63	4.34	3.06
17	12.34	4.77	3.53
18	13.10	5.26	4.07
19	13.93	5.80	4.68
20	14.83	6.40	5.39
21	15.81	7.07	6.20
22	16.88	7.82	7.13
23	18.05	8.66	8.20
24	19.32	9.60	9.44
25	20.72	10.66	10.88
26	22.25	11.85	12.54
27	23.94	13.20	14.47
28	25.80	14.72	16.72
29	27.86	16.44	19.34
30	30.14	18.40	22.40
31	32.67	20.63	25.99
32	35.49	23.18	30.21
33	38.64	26.09	35.19
34	42.16	29.44	41.06
35	46.12	33.30	48.03
36	50.59	37.75	56.31
37	55.63	42.92	66.19
38	61.35	48.93	78.02
39	67.87	55.96	92.25
40	75.31	64.20	109.41
41	83.86	73.90	130.21
42	93.71	85.37	155.54
43	105.11	99.01	186.53
44	118.37	115.31	224.63
45	133.87	134.87	271.75
46	152.10	158.50	330.34
47	173.64	187.21	403.65
48	199.26	222.30	496.00
49	229.92	265.50	613.14
50	266.88	319.06	762.86

SLU - Condizioni persistenti – Verifica non drenata

DETERMINAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI NASTRIFORMI							
CONDIZIONI NON DRENATE		$Q_{lim} = 5.14 \cdot CU \cdot sc0 \cdot dc0 \cdot ic0 \cdot bc0 \cdot gc0 + q \cdot gq0$					
<i>D.M. 14/01/2008: Verifica a breve termine in condizioni non drenate - Muri di sostegno</i>							
APPROCCIO 2	(A1 + M1 + R3)	azioni incrementate, parametrici geotecnici invariati, resistenze ridotte	=>				
			<table border="1" style="float: right; margin-top: -20px;"> <tr> <td><math>\gamma_M =</math></td> <td>1.00</td> </tr> <tr> <td><math>\gamma_R =</math></td> <td>1.40</td> </tr> </table>	$\gamma_M =$	1.00	$\gamma_R =$	1.40
$\gamma_M =$	1.00						
$\gamma_R =$	1.40						
<i>Caratteristiche geotecniche terreno</i>							
Peso specifico efficace del terreno di ricoprimento	$\gamma'_{ric}$ (kN/m <sup>3</sup> ) =	20					
Peso specifico efficace del terreno di fondazione	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> ) =	9					
Angolo di attrito del terreno di fondazione	$\Phi'$ (°) =	0					
Coesione non drenata del terreno di fondazione	CU (kN/m <sup>2</sup> ) =	55					
<i>Geometria della fondazione</i>							
Dimensione minore fondazione	B (m) =	4.90					
Affondamento della fondazione	D (m) =	1.50					
Inclinazione intradosso fondazione	$\alpha$ (°) =	0.00					
Inclinazione piano campagna	$\beta$ (°) =	0.00					
<i>Carichi di verifica</i>							
Carico verticale agente sulla fondazione	N (kN) =	916.00					
Carico orizzontale agente sulla fondazione	H (kN) =	158.00					
Momento flettente in direzione B	MB (kNm) =	412.00					
Eccentricità in direzione B	EB (m) =	0.45					
<i>Dati di calcolo</i>							
Dim. minore fondazione efficace equivalente	B' (m) =	4.00					
Azione laterale stabilizzante	q (kN/m <sup>2</sup> ) =	30.00					
<i>Coefficienti correttivi</i>							
<i>Fattore correttivo dipendente dall'inclinazione del carico (Vesic, 1975)</i>							
m =		1.99					
ic0 =		1.000					
<i>Fattore correttivo dipendente dalla forma della fondazione</i>							
sc0 =		1.000					
<i>Fattore correttivo dipendente dalla profondità del piano di posa (Vesic, 1975)</i>							
D/B' =		0.375					
dc0 = 1.150 per D/B' ≤ 1		quindi dc0 = 1.150					
dc0 = 1.143 per D/B' > 1							
<i>Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del piano campagna</i>							
gc0 =		1.000					
gq0 =		1.000					
<i>Fattore correttivo dipendente dall'inclinazione dell'intradosso fondazione</i>							
bc =		1.000					
CAPACITA' PORTANTE LIMITE	Q lim =	355 kN/mq	=> 1421 kN/m				
COEFFICIENTE DI SICUREZZA	$\gamma_R =$	1.40					
CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO	Q RD =	254 kN/mq	=> 1015 kN/m				
<b>VERIFICA SODDISFATTA!!</b>							



SLU - Condizioni sismiche – Verifica non drenata

DETERMINAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI NASTRIFORMI							
CONDIZIONI NON DRENATE		$Q_{lim} = 5.14 \cdot CU \cdot sc0 \cdot dc0 \cdot ic0 \cdot bc0 \cdot gc0 + q \cdot gq0$					
<i>D.M. 14/01/2008: Verifica a breve termine in condizioni non drenate - Muri di sostegno</i>							
APPROCCIO 2	(A1 + M1 + R3)	azioni incrementate, parametri geotecnici invariati, resistenze ridotte	=> <table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"> <tr> <td><math>\gamma_M =</math></td> <td>1.00</td> </tr> <tr> <td><math>\gamma_R =</math></td> <td>1.40</td> </tr> </table>	$\gamma_M =$	1.00	$\gamma_R =$	1.40
$\gamma_M =$	1.00						
$\gamma_R =$	1.40						
<i>Caratteristiche geotecniche terreno</i>							
Peso specifico efficace del terreno di ricoprimento	$\gamma'_{ric}$ (kN/m <sup>3</sup> ) =	20					
Peso specifico efficace del terreno di fondazione	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> ) =	9					
Angolo di attrito del terreno di fondazione	$\Phi'$ (°) =	0					
Coesione non drenata del terreno di fondazione	CU (kN/m <sup>2</sup> ) =	55					
<i>Geometria della fondazione</i>							
Dimensione minore fondazione	B (m) =	4.90					
Affondamento della fondazione	D (m) =	1.50					
Inclinazione intradosso fondazione	$\alpha$ (°) =	0.00					
Inclinazione piano campagna	$\beta$ (°) =	0.00					
<i>Carichi di verifica</i>							
Carico verticale agente sulla fondazione	N (kN) =	738.00					
Carico orizzontale agente sulla fondazione	H (kN) =	203.00					
Momento flettente in direzione B	MB (kNm) =	642.06					
Eccentricità in direzione B	EB (m) =	0.87					
<i>Dati di calcolo</i>							
Dim. minore fondazione efficace equivalente	B' (m) =	3.16					
Azione laterale stabilizzante	q (kN/m <sup>2</sup> ) =	30.00					
<i>Coefficienti correttivi</i>							
<i>Fattore correttivo dipendente dall'inclinazione del carico (Vesic, 1975)</i>							
m =	1.99						
ic0 =	1.000						
<i>Fattore correttivo dipendente dalla forma della fondazione</i>							
sc0 =	1.000						
<i>Fattore correttivo dipendente dalla profondità del piano di posa (Vesic, 1975)</i>							
D/B' =	0.475						
dc0 =	1.190	per D/B' ≤ 1					
		quindi	dc0 = 1.190				
dc0 =	1.177	per D/B' > 1					
<i>Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del piano campagna</i>							
gc0 =	1.000	gq0 =	1.000				
<i>Fattore correttivo dipendente dall'inclinazione dell'intradosso fondazione</i>							
bc =	1.000						
CAPACITA' PORTANTE LIMITE	Q <sub>lim</sub> =	366	kN/mq => 1157 kN/m				
COEFFICIENTE DI SICUREZZA	$\gamma_R =$	1.40					
CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO	Q <sub>RD</sub> =	261	kN/mq => 826 kN/m				
<b>VERIFICA SODDISFATTA!!</b>							

## 6.2.5 Verifiche strutturali

Le verifiche strutturali sul paramento e sul plinto di fondazione vengono svolte considerando cautelativamente i seguenti coefficienti di spinta:

- $K_0$  per le condizioni di esercizio;
- $K_0 + \Delta K_A$  per le condizioni sismiche.

La tabella seguente riporta i valori nominali delle risultanti delle azioni agenti sul muro sotto le ipotesi di calcolo sopra riportate.

Tabella 6-5. Muri d'ala carreggiata nord – Analisi strutturale – Azioni di calcolo

Nome Azione	Forza [kN/m]	Braccio x [m]	Braccio y [m]
Peso elevazione	113.40	0.86	
Peso zattera	122.50	2.45	
Peso del terreno a monte	463.68	3.06	
Peso del terreno a valle	5.00	0.25	
Spinta orizzontale dei terreni	227.03		2.43
Spinta orizzontale sovraccarichi	31.10		3.65
Spinta passiva orizzontale	59.31		0.50
Inerzia elevazione orizzontale	10.43		4.15
Inerzia zattera orizzontale	11.27		0.5
Inerzia elevazione verticale	-5.22	0.86	
Inerzia zattera verticale	-5.64	2.45	
Inerzia rinterro posteriore orizzontale	42.66		4.15
Inerzia rinterro anteriore orizzontale	0.46		1.25
Inerzia rinterro posteriore verticale	-21.33	3.06	
Inerzia rinterro anteriore verticale	-0.23	0.25	
delta spinta attiva orizzontale sismica	31.43		4.15



### 6.2.5.1 Verifiche strutturali paramento

Le sollecitazioni di verifica nella sezione di spiccato sono riportate nella seguente tabella:

Tabella 6-6. Muri d'ala carreggiata nord – Paramento – Sollecitazioni di verifica

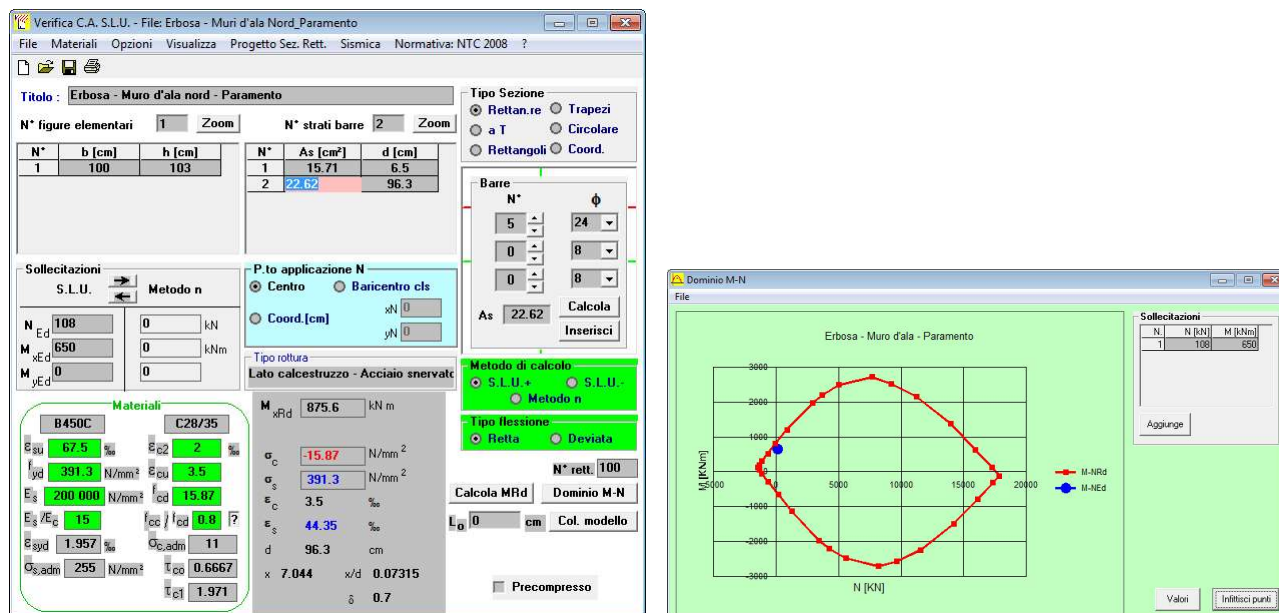
	S.L.U. persistenti	S.L.U. sismiche	S.L.E. rare	S.L.E. frequenti
M [kNm/m]	590	650	440	420
N [kN/m]	113	108	113	113
V [kN/m]	260	262	-	-

Si considerano le seguenti armature (copriferro netto sul ferro più esterno 35 mm):

- Armatura verticale – lato terra: 1Ø24/20cm
- Armatura verticale – lato strada: 1Ø20/20cm
- Armatura a taglio: spilli Ø16/40x40cm

Si riportano nel seguito le verifiche strutturali.

- Verifica a presso-flessione della sezione di incastro (tese fibre lato terra)



Risultando  $M_{RD} = 876 \text{ kNm} > M_{SD} = 650 \text{ kNm}$  la verifica è quindi soddisfatta.

- Verifica a taglio della sezione di incastro

ERBOSA - MURI D'ALA NORD - PARAMENTO

Note e convenzioni

$N > 0 \Rightarrow$  trazione

Compilare le celle in azzurro

Dati di input

Rck		35	N/mm <sup>2</sup>	
fck		28	N/mm <sup>2</sup>	
Valore medio della resistenza a trazione	$f_{ctm} =$	2.8	N/mm <sup>2</sup>	$= 0.3 \times f_{ck}^{2/3}$
Coefficiente sicurezza cls	$\gamma_c =$	1.5		
Coefficiente carichi lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0.85		
fcd=resistenza di calcolo del cls	fcd =	15.87	N/mm <sup>2</sup>	$= \alpha_{cc} \times f_{ctm} / \gamma_c$
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	$f_{yk} =$	450	N/mm <sup>2</sup>	
Coefficiente sicurezza acciaio	$\gamma_s =$	1.15		
Snervamento di calcolo acciaio	$f_{yd} =$	391	N/mm <sup>2</sup>	$= f_{yk} / \gamma_s$
Forza di taglio di calcolo	$V_{sd} =$	262	kN	
Forza assiale di calcolo	$N_{sd} =$	-108	kN	
Larghezza sezione	$b_w =$	100	cm	$= 1000$ mm
altezza della sezione	$H =$	103	cm	$= 1030$ mm
Copriferro	$c =$	3.9	cm	
Diametro barre superiori	$\phi_2 =$	20	mm	(armatura compressa)
Diametro barre inferiori	$\phi_1 =$	24	mm	(armatura tesa)
Diametro staffe	$\phi_{st} =$	16	mm	
Numero di barre superiori	$N_2 =$	5		
Numero di barre inferiori	$N_1 =$	5		
altezza utile della sezione	$d =$	96.3	cm	$= 963$ mm

Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio:  $V_{rd1}$  (rif. cap. 4.1.2.1.3.1 del D.M. 2008)

$V_{rd1} = \{ [0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c] + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$   
con  $V_{rd1} \geq V_{rd1min} = \{ V_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$

$K = 1 + (200 / d)^{0.5} < 2.00$   
 $V_{min} = 0.035 \times K^{1.5} \times f_{ck}^{0.5}$

$K = 1.46$   
 $V_{min} = 0.33$  N/mm<sup>2</sup>

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w d) \leq 0.02$

$A_{s1}$ =area delle armature di trazione che si estendono non meno di  $d+1b_{net}$  oltre la sezione considerata

$A_{s1} = 22.62$  cm<sup>2</sup>  $= 2261.947$  mm<sup>2</sup>  
 $\rho_1 = 0.0023$

$\sigma_{cp} = -N_{sd} / A_c \leq 0.2 f_{cd}$

$\sigma_{cp} = 0.10$  N/mm<sup>2</sup>

$V_{rd1} =$	330	kN	
$V_{rdmin} =$	328	kN	
$V_{rd1} =$	330	kN	OK! - VERIFICA SODDISFATTA

Risultando  $V_{RD1} = 330$  kN  $>$   $V_{SD} = 262$  kN la verifica è soddisfatta senza necessità di predisporre apposita armatura a taglio (comunque prevista).

- Verifica a fessurazione della sezione di incastro in condizioni rare (tese fibre lato terra)

Verifica C.A. S.L.U. - File: Erbosa - Muri d'ala nord - Paramento

Titolo: Erbosa - Muro d'ala nord - Paramento

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	103	1	15.71	6.5
			2	22.62	96.3

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N Ed: 108 113 kN  
M xEd: 650 440 kNm  
M yEd: 0 0

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

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

Materiali: B450C C28/35

$\sigma_{su}$  67.5 %  $\sigma_{s2}$  2 %  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm²  $\sigma_{su}$  3.5 %  
 $E_s$  200.000 N/mm²  $f_{cd}$  15.87 %  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8 ?  
 $\sigma_{syd}$  1.957 %  $\sigma_{c,adm}$  11  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $f_{cc}$  0.6667  
 $f_{c1}$  1.971

$\sigma_c$  -4.143 N/mm²  
 $\sigma_s$  194.6 N/mm²  
 $\epsilon_s$  0.973 ‰  
d 96.3 cm  
x 23.31 x/d 0.242  
 $\xi$  0.7425

Verifica N° iterazioni: 5

Precompresso

La verifica è quindi soddisfatta risultando:

$$\sigma_c = 4.1 \text{ N/mm}^2 < 0.60 \times f_{ck} = 17.43 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 195 \text{ N/mm}^2 < 0.8 \times f_{yk} = 360.0 \text{ N/mm}^2$$

- Verifica a fessurazione della sezione di incastro in condizioni frequenti (tese fibre lato terra)

Verifica C.A. S.L.U. - File: Erbosa - Muri d'ala nord - Paramento

Titolo: Erbosa - Muro d'ala nord - Paramento

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	103	1	15.71	6.5
			2	22.62	96.3

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N Ed: 108 113 kN  
M xEd: 650 420 kNm  
M yEd: 0 0

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

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

Materiali: B450C C28/35

$\sigma_{su}$  67.5 %  $\sigma_{s2}$  2 %  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm²  $\sigma_{su}$  3.5 %  
 $E_s$  200.000 N/mm²  $f_{cd}$  15.87 %  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8 ?  
 $\sigma_{syd}$  1.957 %  $\sigma_{c,adm}$  11  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $f_{cc}$  0.6667  
 $f_{c1}$  1.971

$\sigma_c$  -3.958 N/mm²  
 $\sigma_s$  184.7 N/mm²  
 $\epsilon_s$  0.9236 ‰  
d 96.3 cm  
x 23.42 x/d 0.2432  
 $\xi$  0.744

Verifica N° iterazioni: 5

Precompresso

La verifica è quindi soddisfatta risultando:

$$\sigma_c = 3.96 \text{ N/mm}^2 < 0.45 \times f_{ck} = 13.07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 185 \text{ N/mm}^2 < 0.8 \times f_{yk} = 360.0 \text{ N/mm}^2$$

Risultando però il tasso di lavoro dell'acciaio teso ( $\sigma_s = 185 \text{ N/mm}^2$ ) superiore a  $160 \text{ N/mm}^2$  non è possibile ritenere la verifica di apertura fessure implicitamente soddisfatta secondo quanto indicato nelle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018".

Si procede pertanto al calcolo dell'apertura fessure.

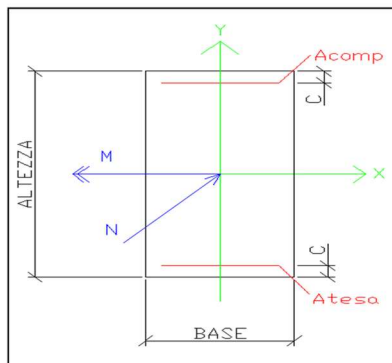
ERBOSA - MURI D'ALA NORD - PARAMENTO - CONDIZIONI FREQUENTI

Sezione

Base	100 cm
Altezza	103 cm
copriferro	3.9 cm

Materiale

$R_{ck}$	35 MPa
$f_{ck}$	28 MPa
$f_{cm}$	36 MPa
$n$	15



Armatura

Barre superiori

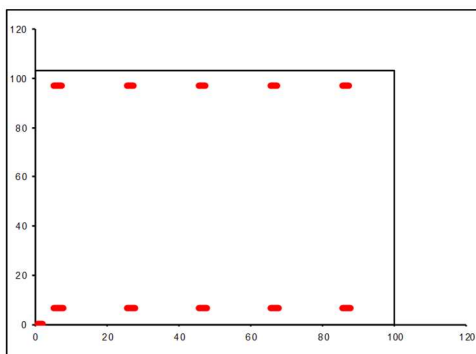
numero	5.00
diametro	20 mm
passo	20 cm
area	15.71 cm <sup>2</sup>

Barre inferiori

numero	5.00
diametro	24 mm
passo	20 cm
area	22.62 cm <sup>2</sup>

Staffe

diametro	16 mm
----------	-------



Sollecitazioni

$M_{sd}$	420 kNm
$N_{sd}$	113 kN
$e$	371.7 cm

Risultati

$\sigma_{s,inf}$	184.72 MPa
$\sigma_{s,sup}$	-44.92 MPa
$\sigma_c$	-3.96 MPa
$M_{cr}$	539.02 kNm
$M_{cr,I}$	455.84 kNm
$w_k$	- mm

Il momento di verifica ( $M_{ED} = 420$  kNm) risulta inferiore al momento critico di fessurazione ( $M_{CR} = 539$  kNm) e quindi non si ha apertura delle fessure. La verifica è pertanto soddisfatta.

### 6.2.5.2 Verifiche strutturali retrozattera

Le sollecitazioni di verifica nella sezione di spiccato, desunte dall'involuppo delle combinazioni dei carichi, sono riportate nelle seguenti tabelle:

Tabella 6-7. Muri d'ala carreggiata nord – Retrozattera – Sollecitazioni di verifica

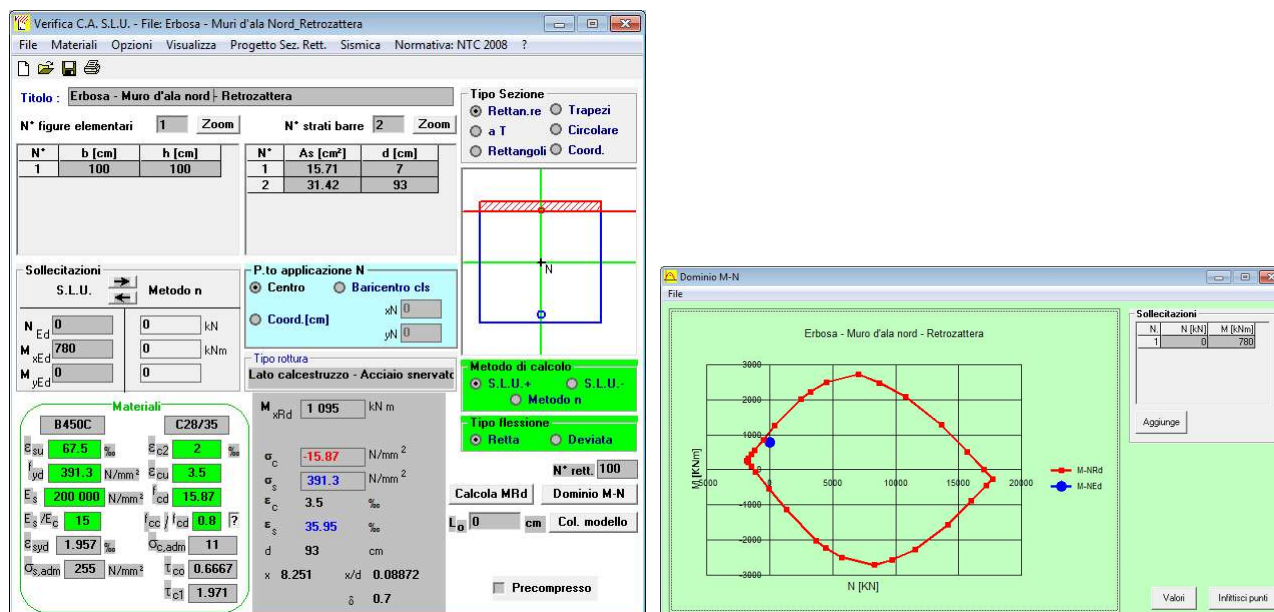
	S.L.U. persistenti	S.L.U. sismiche	S.L.E. rare	S.L.E. frequenti
M [kNm]	690	780	508	485
N [kN]	0	0	0	0
V [kN]	205	260	-	-

Si considerano le seguenti armature (copriferro netto sul ferro più esterno 40 mm).

- Armatura superiore: 1Ø20/10cm
- Armatura inferiore: 1Ø20/20cm
- Armatura a taglio: spilli Ø16/40x40cm

Si riportano nel seguito le verifiche strutturali.

- Verifica a presso-flessione della sezione di incastro (tese fibre superiori)



Risultando  $M_{RD} = 1095 \text{ kNm} > M_{SD} = 780 \text{ kNm}$  la verifica è quindi soddisfatta.

- Verifica a taglio della sezione di incastro

ERBOSA - MURI D'ALA NORD - RETROZATTERA

Note e convenzioni

$N > 0 \Rightarrow$  trazione

Compilare le celle in azzurro

Dati di input

Rck		35	N/mm <sup>2</sup>	
fck		28	N/mm <sup>2</sup>	
Valore medio della resistenza a trazione	$f_{ctm} =$	2.8	N/mm <sup>2</sup>	$= 0.3 \times f_{ck}^{2/3}$
Coefficiente sicurezza cls	$\gamma_c =$	1.5		
Coefficiente carichi lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0.85		
fcd=resistenza di calcolo del cls	fcd =	15.87	N/mm <sup>2</sup>	$= \alpha_{cc} \times f_{ctm} / \gamma_c$
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	$f_{yk} =$	450	N/mm <sup>2</sup>	
Coefficiente sicurezza acciaio	$\gamma_s =$	1.15		
Snervamento di calcolo acciaio	$f_{yd} =$	391	N/mm <sup>2</sup>	$= f_{yk} / \gamma_s$
Forza di taglio di calcolo	$V_{sd} =$	260	kN	
Forza assiale di calcolo	$N_{sd} =$	0	kN	
Larghezza sezione	$b_w =$	100	cm	$= 1000$ mm
altezza della sezione	$H =$	100	cm	$= 1000$ mm
Copriferro	$c =$	4.4	cm	
Diametro barre superiori	$\phi_s =$	20	mm	(armatura compressa)
Diametro barre inferiori	$\phi_i =$	20	mm	(armatura tesa)
Diametro staffe	$\phi_{st} =$	16	mm	
Numero di barre superiori	$N_s =$	5		
Numero di barre inferiori	$N_i =$	10		
altezza utile della sezione	$d =$	93	cm	$= 930$ mm

Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio:  $V_{rd1}$  (rif. cap. 4.1.2.1.3.1 del D.M. 2008)

$V_{rd1} = \{ [0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c] + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$   
con  $V_{rd1} \geq V_{rd1min} = \{ V_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$

$K = 1 + (200 / d)^{0.5} < 2.00$   
 $V_{min} = 0.035 \times K^{1.5} \times f_{ck}^{0.5}$

$K = 1.46$   
 $V_{min} = 0.33$  N/mm<sup>2</sup>

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w d) \leq 0.02$

$A_{s1}$ =area delle armature di trazione che si estendono  
non meno di  $d + l_{bnet}$  oltre la sezione considerata

$A_{s1} = 31.42$  cm<sup>2</sup>  $= 3141.593$  mm<sup>2</sup>  
 $\rho_1 = 0.0034$

$\sigma_{cp} = -N_{sd} / A_c \leq 0.2 f_{cd}$

$\sigma_{cp} = 0.00$  N/mm<sup>2</sup>

$V_{rd1} =$	345	kN	
$V_{rdmin} =$	305	kN	
$V_{rd1} =$	345	kN	OK! - VERIFICA SODDISFATTA

Risultando  $V_{RD1} = 345$  kN  $>$   $V_{SD} = 260$  kN la verifica è soddisfatta senza necessità di predisporre apposita armatura a taglio (comunque prevista).



- Verifica a fessurazione della sezione di incastro in condizioni rare (tese fibre superiori)

Verifica C.A. S.L.U. - File: Erbosa - Muri d'ala Nord\_Retrozattera

Titolo: Erbosa - Muro d'ala nord - Retrozattera

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	15.71	7
			2	31.42	93

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N Ed: 0 kN  
M xEd: 780 kNm  
M yEd: 0

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

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

Materiali: B450C C28/35

Proprietà	B450C	C28/35
$\sigma_{su}$	67.5	2
$f_{yd}$	391.3	3.5
$E_s$	200.000	15.87
$E_s/E_c$	15	0.8
$\sigma_{s,adm}$	1.957	11
$\sigma_{s,adm}$	255	0.6667
$\tau_{c1}$	1.971	

$\sigma_c$ : -4.38 N/mm²  
 $\sigma_s$ : 189.9 N/mm²  
 $\epsilon_s$ : 0.9494 ‰  
d: 93 cm  
x: 23.91 x/d: 0.2571  
 $\delta$ : 0.7613

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

La verifica è quindi soddisfatta risultando:

$$\sigma_c = 4.4 \text{ N/mm}^2 < 0.60 \times f_{ck} = 17.43 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 190 \text{ N/mm}^2 < 0.8 \times f_{yk} = 360.0 \text{ N/mm}^2$$

- Verifica a fessurazione della sezione di incastro in condizioni frequenti (tese fibre superiori)

Verifica C.A. S.L.U. - File: Erbosa - Muri d'ala Nord\_Retrozattera

Titolo: Salva - Muro d'ala nord - Retrozattera

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	15.71	7
			2	31.42	93

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N Ed: 0 kN  
M xEd: 780 kNm  
M yEd: 0

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

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

Materiali: B450C C28/35

Proprietà	B450C	C28/35
$\sigma_{su}$	67.5	2
$f_{yd}$	391.3	3.5
$E_s$	200.000	15.87
$E_s/E_c$	15	0.8
$\sigma_{s,adm}$	1.957	11
$\sigma_{s,adm}$	255	0.6667
$\tau_{c1}$	1.971	

$\sigma_c$ : -4.182 N/mm²  
 $\sigma_s$ : 181.3 N/mm²  
 $\epsilon_s$ : 0.9064 ‰  
d: 93 cm  
x: 23.91 x/d: 0.2571  
 $\delta$ : 0.7613

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

La verifica è quindi soddisfatta risultando:

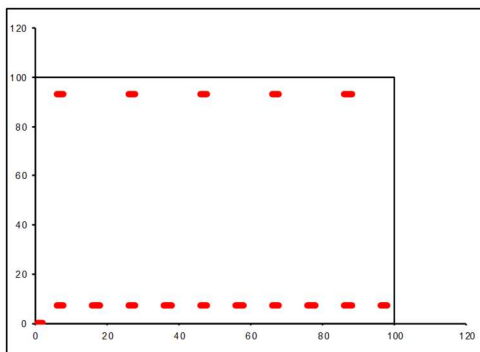
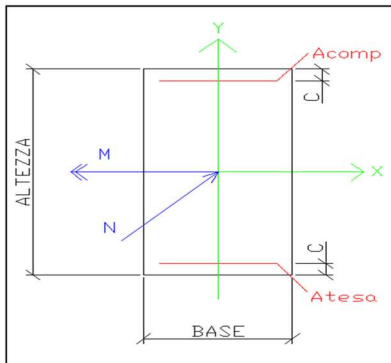
$$\sigma_c = 4.2 \text{ N/mm}^2 < 0.45 \times f_{ck} = 13.07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 181 \text{ N/mm}^2 < 0.8 \times f_{yk} = 360.0 \text{ N/mm}^2$$

Risultando però il tasso di lavoro dell'acciaio teso ( $\sigma_s = 181 \text{ N/mm}^2$ ) superiore a  $160 \text{ N/mm}^2$  non è possibile ritenere la verifica di apertura fessure implicitamente soddisfatta secondo quanto indicato nelle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018".

Si procede pertanto al calcolo dell'apertura fessure.

ERBOSA - MURI D'ALA NORD - RETROZATTERA - CONDIZIONI FREQUENTI		
<u>Sezione</u>		
Base	100 cm	
Altezza	100 cm	
copriferro	4.4 cm	
<u>Materiale</u>		
$R_{ck}$	35 MPa	
$f_{ck}$	28 MPa	
$f_{cm}$	36 MPa	
n	15	
<u>Armatura</u>		
Barre superiori		
numero	5.00	
diametro	20 mm	
passo	20 cm	
area	15.71 cm <sup>2</sup>	
Barre inferiori		
numero	10.00	
diametro	20 mm	
passo	10 cm	
area	31.42 cm <sup>2</sup>	
Staffe		
diametro	16 mm	
<u>Sollecitazioni</u>		
$M_{sd}$	485 kNm	
$N_{sd}$	0 kN	
e	NA cm	
<u>Risultati</u>		
$\sigma_{s,inf}$	181.30 MPa	
$\sigma_{s,sup}$	-44.36 MPa	
$\sigma_c$	-4.18 MPa	
$M_{cr}$	499.61 kNm	
$M_{cr,I}$	419.67 kNm	
$w_k$	- mm	



Il momento di verifica ( $M_{ED} = 485$  kNm) risulta inferiore al momento critico di fessurazione ( $M_{CR} = 499.6$  kNm) e quindi non si ha apertura delle fessure. La verifica è pertanto soddisfatta.



### 6.2.5.3 Verifiche strutturali avanzattera

Le sollecitazioni di verifica nella sezione di spiccato, desunte dall'involuppo delle combinazioni dei carichi, sono riportate nelle seguenti tabelle:

Tabella 6-8. Muri d'ala carreggiata nord – Avanzattera – Sollecitazioni di verifica

	S.L.U.	S.L.U. sismiche	S.L.E. rare	S.L.E. frequenti
M [kNm]	-41	-42	-31	-30
N [kN]	0	0	0	0
V [kN]	-165	-170	-	-

Si considerano le seguenti armature (copriferro netto sul ferro più esterno 40 mm):

- Armatura superiore: 1Ø20/10cm
- Armatura inferiore: 1Ø20/20cm
- Armatura a taglio: spilli Ø16/40x40cm

Le sollecitazioni di verifica a flessione sia allo S.L.U. che allo S.L.E. sono estremamente basse: si omettono pertanto le corrispondenti verifiche. Nel seguito si riporta unicamente la verifica a taglio allo S.L.U.

- Verifica a taglio della sezione di incastro

ERBOSA - MURI D'ALA NORD - AVANZATTERA

#### Note e convenzioni

N > 0 => trazione

Compilare le celle in azzurro

#### Dati di input

Rck	35 N/mm <sup>2</sup>	
fck	28 N/mm <sup>2</sup>	
Valore medio della resistenza a trazione	f <sub>ctm</sub> = 2.8 N/mm <sup>2</sup>	= 0.3 x fck <sup>(2/3)</sup>
Coefficiente sicurezza cls	γ <sub>c</sub> = 1.5	
Coefficiente carichi lunga durata	α <sub>cc</sub> = 0.85	
fcd=resistenza di calcolo del cls	fcd = 15.87 N/mm <sup>2</sup>	= α <sub>cc</sub> x fck / γ <sub>c</sub>
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	f <sub>yk</sub> = 450 N/mm <sup>2</sup>	
Coefficiente sicurezza acciaio	γ <sub>s</sub> = 1.15	
Snervamento di calcolo acciaio	f <sub>yd</sub> = 391 N/mm <sup>2</sup>	= f <sub>yk</sub> / γ <sub>s</sub>
Forza di taglio di calcolo	V <sub>sd</sub> = 170 kN	
Forza assiale di calcolo	N <sub>sd</sub> = 0 kN	
Larghezza sezione	b <sub>w</sub> = 100 cm	= 1000 mm
altezza della sezione	H = 100 cm	= 1000 mm
Copriferro	c = 4.4 cm	
Diametro barre superiori	φ <sub>e</sub> = 20 mm	(armatura compressa)
Diametro barre inferiori	φ <sub>i</sub> = 20 mm	(armatura tesa)
Diametro staffe	φ <sub>st</sub> = 16 mm	
Numero di barre superiori	N <sub>2</sub> = 10	
Numero di barre inferiori	N <sub>1</sub> = 5	
altezza utile della sezione	d = 93 cm	= 930 mm

#### Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio: V<sub>rd1</sub> (rif. cap. 4.1.2.1.3.1 del D.M. 2008)

V<sub>rd1</sub> = [(0.18 x k x (100 x ρ<sub>1</sub> x fck)<sup>(1/3)</sup> / γ<sub>c</sub>] + 0.15 x α<sub>cp</sub> x (b<sub>w</sub> x d)  
con V<sub>rd1</sub> >= V<sub>rd1min</sub> = (V<sub>min</sub> + 0.15 x α<sub>cp</sub>) x (b<sub>w</sub> x d)

K = 1 + (200 / d)<sup>0.5</sup> < 2.00  
V<sub>min</sub> = 0.035 x K<sup>1.5</sup> x fck<sup>0.5</sup>

K = 1.46  
V<sub>min</sub> = 0.33 N/mm<sup>2</sup>

ρ<sub>1</sub> = A<sub>s1</sub> / (b<sub>w</sub> d) ≤ 0.02

A<sub>s1</sub> = area delle armature di trazione che si estendono non meno di d + l<sub>bn</sub> oltre la sezione considerata

A<sub>s1</sub> = 15.71 cm<sup>2</sup> = 1570.796 mm<sup>2</sup>  
ρ<sub>1</sub> = 0.0017

α<sub>cp</sub> = -N<sub>sd</sub> / A<sub>c</sub> ≤ 0.2 fcd

α<sub>cp</sub> = 0.00 N/mm<sup>2</sup>

V <sub>rd1</sub> = 274 kN	
V <sub>rdmin</sub> = 305 kN	
V <sub>rd1</sub> = 305 kN	OK! - VERIFICA SODDISFATTA

Risultando V<sub>RD1</sub> = 305 kN > V<sub>SD</sub> = 170 kN la verifica è soddisfatta senza necessità di predisporre apposita armatura a taglio (comunque prevista).

## 6.3 MURI D'ALA AMPLIAMENTO 2 CARREGGIATA SUD (NUOVA REALIZZAZIONE)

I due muri d'ala (lato Bologna e lato Rimini) presentano identica geometria.

### 6.3.1 Geometria di verifica

Si riportano di seguito le dimensioni di calcolo adottate per il muro d'ala in carreggiata sud dell'allargamento 2.

Figura 6-3. Muri d'ala carreggiata sud - Dimensioni geometriche

MURO D'ALA ANALIZZATO				
CARREGGIATA	SUD	FONDAZIONE		INDIRETTA
DIREZIONE	BOLOGNA			
Geometrie delle sottostrutture in ampliamento				
L1	9.10	[m]	Larghezza zattera	
L2	9.10	[m]	Larghezza paramento	
L3	0.00	[m]	Risega su zattera esistente	
L4	0.00	[m]	Sbalzo zattera	
B	6.00	[m]	Lunghezza zattera	
b1	4.05	[m]	Lunghezza media retrozattera	
b2	0.95	[m]	Spessore medio paramento	
b3	1.00	[m]	Lunghezza avanzattera	
H <sub>TOT</sub>	8.49	[m]	Altezza totale	
H1	1.30	[m]	Spessore zattera	
H2	7.19	[m]	Altezza paramento	
H <sub>zav_M</sub>	7.19	[m]	Altezza zavorra a tergo della spalla (lato monte)	
H <sub>zav_V</sub>	1.20	[m]	Altezza zavorra a fronte della spalla (lato valle = strada)	
Caratteristiche dei materiali				
γ <sub>cls</sub>	25	[kN/m <sup>3</sup> ]		
γ <sub>steel</sub>	78.5	[kN/m <sup>3</sup> ]		
γ <sub>pav</sub>	22	[kN/m <sup>3</sup> ]		
q	20	[kN/m2]	sovraccarico accidentale	
Parametri geotecnici del terreno di rilevato				
γ <sub>terreno</sub>	20	[kN/m <sup>3</sup> ]		
φ' (M1)	35	[°]		
φ' (M2)	29.26	[°]		
Parametri geotecnici del terreno di fondazione (solo per verifiche su fondazione diretta)				
γ <sub>terreno</sub>	20	[kN/m <sup>3</sup> ]		
φ	38	[°]		
c'	0	[kPa]		

### 6.3.2 Caratterizzazione azione sismica

Località: Opera 83T (Via Erbosa)

Vita nominale: VN 50 anni

Classe d'uso: CU 2

Periodo di riferimento per azione sismica: VR 100 anni

Parametri sismici:

Stato limite	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$T_C^*$ [sec]	$F_0$
SLV	949	0.213	0.304	2.436

Categoria di sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

Accelerazione massima attesa al sito

Stato limite	$T_R$ [anni]	$S_S$	$S_T$	$a_{max}$ [g]
SLV	949	1.39	1.00	0.296

Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito  $\beta$  1.00

Coefficiente sismico orizzontale  $k_h$  0.296

Coefficiente sismico orizzontale  $k_v$  0.148

Calcolo coefficiente sismico con teoria Mononobe-Okabe:

Sisma diretto verso l'alto: - kv

	[°]	[rad]
$\theta$	0.00	0.00
$\delta$	0.00	0.00
$\beta$	0.00	0.00
$\psi$	19.16	0.33
$\varphi$ - M1	35.00	0.61
$\varphi$ - M2	29.26	0.51
$k_{AE}$ - M1	<b>0.52</b>	
$k_{AE}$ - M2	<b>0.64</b>	

Sisma diretto verso il basso: + kv

	[°]	[rad]
$\theta$	0.00	0.00
$\delta$	0.00	0.00
$\beta$	0.00	0.00
$\psi$	14.46	0.25
$\varphi$ - M1	35.00	0.61
$\varphi$ - M2	29.26	0.51
$k_{AE}$ - M1	<b>0.44</b>	
$k_{AE}$ - M2	<b>0.54</b>	

### 6.3.3 Analisi dei carichi

Si considerano le seguenti condizioni di carico elementare:

- (C1): Peso proprio valutato con riferimento ad un peso proprio del cls pari a 25 kN/m<sup>3</sup> + peso delle barriere antirumore (FOA) pari a 6.6 kN/m applicato a testa elevazione;
- (C2): Zavorra (terreno di riempimento) valutato con riferimento ad un peso del terreno pari a 20 kN/m<sup>3</sup> ed un'altezza di riempimento di 7.20 m lato monte e 1.20 m lato valle;
- (C3): Spinta delle terre a riposo valutata con riferimento ad un peso del terreno pari a 20 kN/m<sup>3</sup> ed un angolo di attrito  $\Phi' = 35^\circ$  in condizioni di spinta a riposo ( $K_0 = 0.43$ );
- (C4a): Sovraccarico accidentale  $Q = 20$  kN/m<sup>2</sup>, componente verticale agente su zattera di fondazione lato monte;
- (C4b): Sovraccarico accidentale  $Q = 20$  kN/m<sup>2</sup>, componente orizzontale agente su elevazione e valutata con riferimento ad un angolo di attrito del terreno  $\Phi' = 35^\circ$  in condizioni di spinta a riposo ( $K_0 = 0.43$ );
- (C8a): Spinta del vento sulle FOA (da fonte rumore verso ricettore), forza orizzontale  $F = 7.3$  kN/m e momento flettente  $M = 18.6$  kNm/m, applicati a testa elevazione;
- (C8a): Spinta del vento sulle FOA (pressione dinamica veicolare), forza orizzontale  $F = 5.5$  kN/m e momento flettente  $M = 14$  kNm/m, applicati a testa elevazione;
- (CS1 -kv): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non (zavorra) in presenza di sisma diretto verso l'alto ( $k_h = 0.296$ ,  $k_v = -0.148$ );
- (CS1 +kv): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non (zavorra) in presenza di sisma diretto verso il basso ( $k_h = 0.296$ ,  $k_v = 0.148$ );
- (CS2 -kv): Spinta (dinamica) delle terre in condizioni attive ed in presenza di sisma diretto verso l'alto ( $K_{a, sis} = 0.52$ );
- (CS2 +kv): Spinta (dinamica) delle terre in condizioni attive ed in presenza di sisma diretto verso il basso ( $K_{a, sis} = 0.44$ ).

### 6.3.4 Combinazioni di calcolo

Per l'analisi del paramento e della zattera di fondazione si considerano le seguenti combinazioni delle condizioni di carico elementare:

COMB	Descrizione	S.L.U. - PERSISTENTI								S.L.U. - SISMICA	
		1	2	3	4	5	6	7	8	1	2
C1	Carichi permanenti - strutturali e non	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2	Zavorra stabilizzante a tergo spalla	1.35	1.00	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C3	Spinta delle terre - riposo	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00
C4a	Carichi variabili da traffico - componente verticale su zattera	1.35	0.00	1.35	0.00	1.35	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00
C4b	Carichi variabili da traffico - componente orizzontale su paramento	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.20	0.20
C8a	Vento su FOA (da fonte rumore verso ricettore)	0.90	0.90	0.00	0.00	0.90	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00
C8b	Vento su FOA (pressione dinamica veicolare)	0.00	0.00	0.90	0.90	0.00	0.00	0.90	0.90	0.00	0.00
CS1 (-kv)	Forze inerzia legate a carichi strutturali e non (+kh / -kv)									0.00	1.00
CS1 (+kv)	Forze inerzia legate a carichi strutturali e non (+kh / +kv)									1.00	0.00
CS2 (-kv)	Spinta (dinamica) delle terre - attiva (-kv)									0.00	1.00
CS2 (+kv)	Spinta (dinamica) delle terre - attiva (+v)									1.00	0.00

COMB	Descrizione	SLE - RARA				SLE - FREQUENTE	
		1	2	3	4	1	2
C1	Carichi permanenti - strutturali e non	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2	Zavorra stabilizzante a tergo spalla	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C3	Spinta delle terre - riposo	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C4a	Carichi variabili da traffico - componente verticale su zattera	1.00	0.00	1.00	1.00	0.75	0.00
C4b	Carichi variabili da traffico - componente orizzontale su paramento	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75
C8a	Vento su FOA (da fonte rumore verso ricettore)	0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
C8b	Vento su FOA (pressione dinamica veicolare)	0.00	0.00	0.60	0.60	0.00	0.00
CS1 (-kv)	Forze inerzia legate a carichi strutturali e non (+kh / -kv)						
CS1 (+kv)	Forze inerzia legate a carichi strutturali e non (+kh / +kv)						
CS2 (-kv)	Spinta (dinamica) delle terre - attiva (-kv)						
CS2 (+kv)	Spinta (dinamica) delle terre - attiva (+v)						

Figura 6-4. Muri d'ala carreggiata sud - Combinazioni di calcolo SLU ed SLE per verifica paramento e zattera

### 6.3.5 Modello di calcolo

Il calcolo delle sollecitazioni è stato condotto tramite un semplice modello FEM 2D del muro d'ala realizzato tramite l'utilizzo di elementi BEAM aventi le stesse caratteristiche geometriche e meccaniche degli elementi strutturali che riproducono.

Nello specifico:

- Elevazione (da testa elevazione a -1.2m): spessore 70 cm;
- Elevazione (da -1.2 a -2.7 m da testa elevazione): spessore 77.5 cm (valore medio tra 70 e 85 cm);
- Elevazione (da -2.7 a -4.2 m da testa elevazione): spessore 92.5 cm (valore medio tra 85 e 100 cm);
- Elevazione (da -4.2 a -5.7 m da testa elevazione): spessore 107.5 cm (valore medio tra 100 e 115 cm);
- Elevazione (da -5.7 a -7.2 m da testa elevazione): spessore 122.5 cm (valore medio tra 115 e 130 cm);
- Elevazione (in spessore zattera di fondazione): spessore 130 cm;
- Zattera di fondazione: spessore 130 cm.

L'interazione tra i micropali di fondazione e la struttura viene simulata con molle verticali ed orizzontali di opportuna rigidità. Con riferimento a quanto anticipato nel precedente cap. 5.2 e tenendo conto che i micropali sono disposti a passo 1.00 m, le rigidità delle molle sono state calcolate come:

- rigidità molle in direzione verticale  $K_{vert} = 230000 \text{ kN/m} \times (1.0 / 1.00) \cong 230000 \text{ kN/m}$
- rigidità molle in direzione orizzontale  $K_{orizz} = 9000 \text{ kN/m} \times (1.0 / 1.00) \cong 9000 \text{ kN/m}$

Nelle figure seguenti si riportano alcune immagini del modello di calcolo e dei carichi applicati.

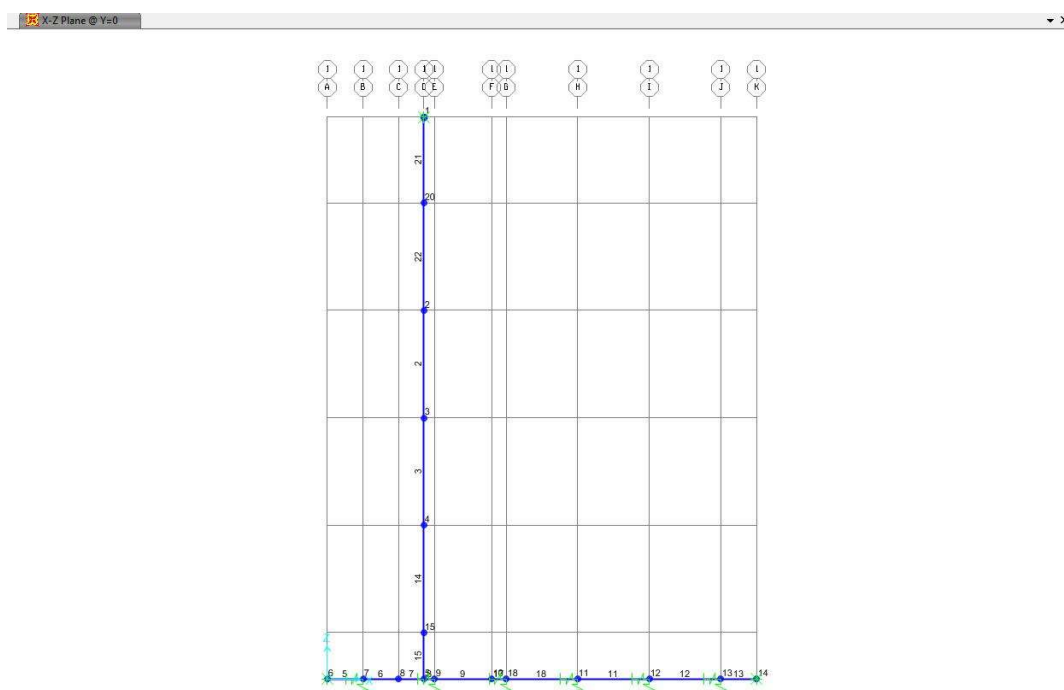


Figura 6-5. Muri d'ala carreggiata sud - Modello di calcolo – Numerazione aste e nodi

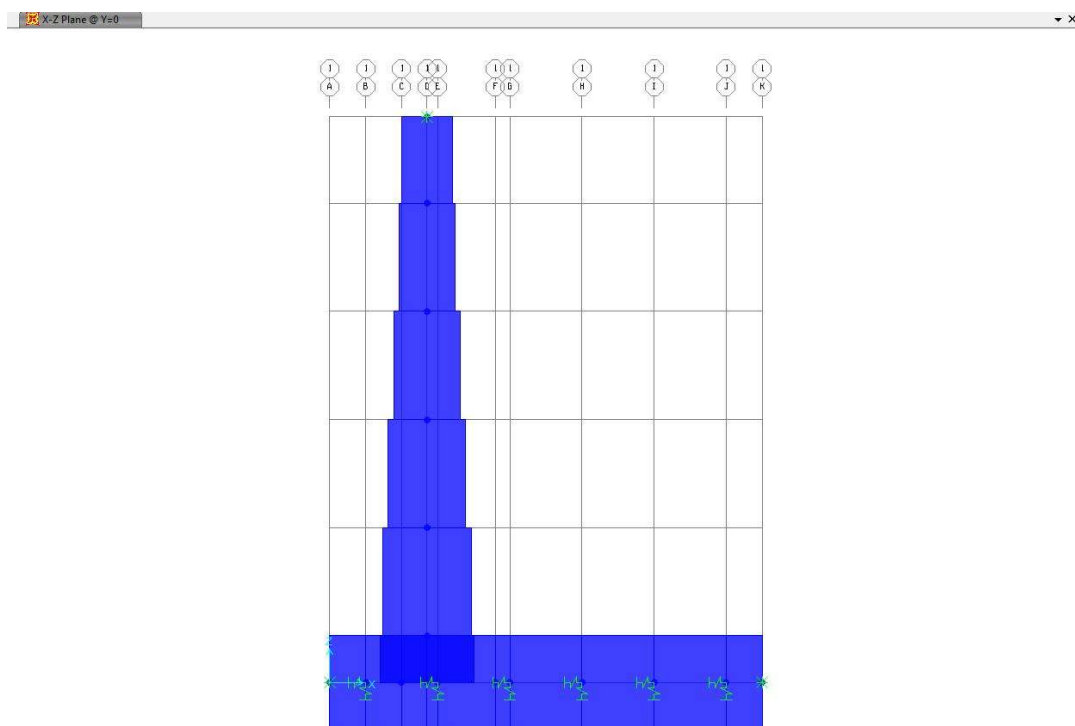


Figura 6-6. Muri d'ala carreggiata sud - Modello di calcolo – Vista solida

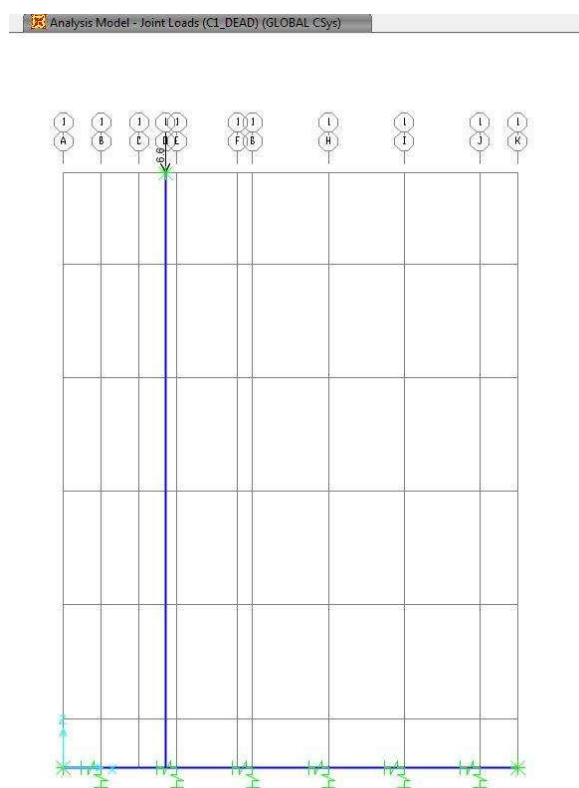


Figura 6-7. Muri d'ala carreggiata sud - Condizioni di carico C1 (solo carichi nodali)

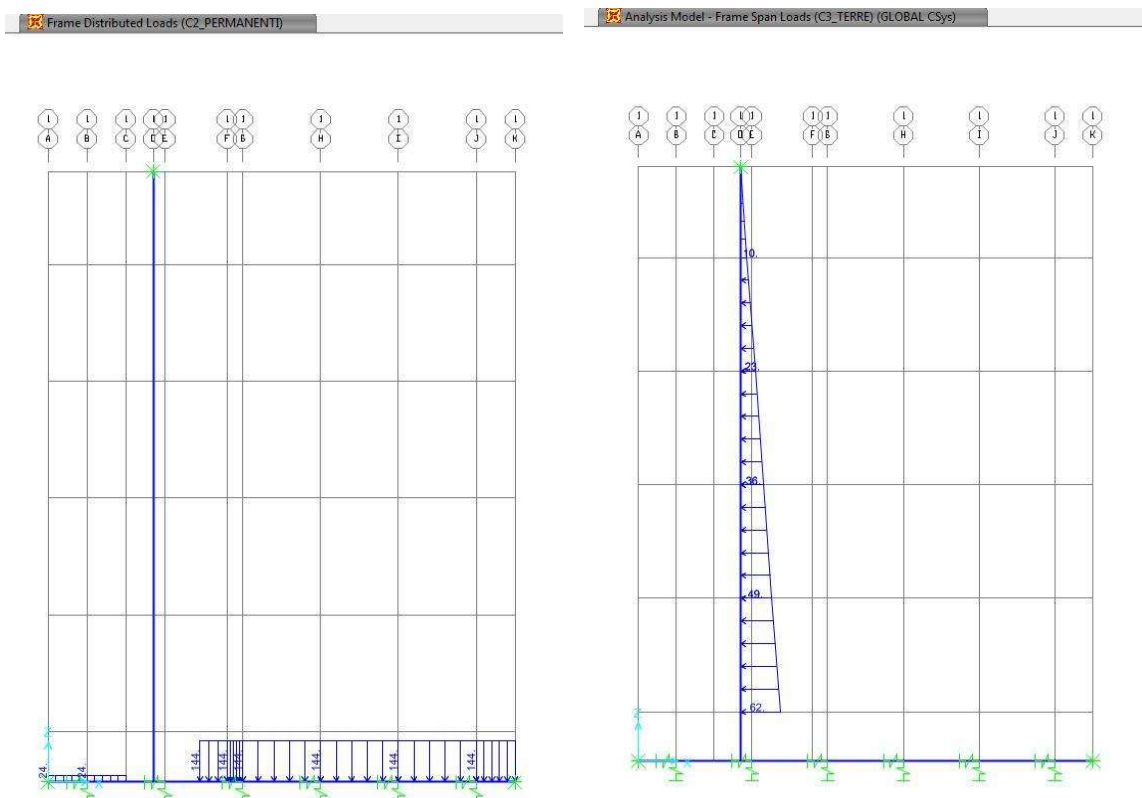


Figura 6-8. Muri d'ala carreggiata sud - Condizioni di carico C2 e C3

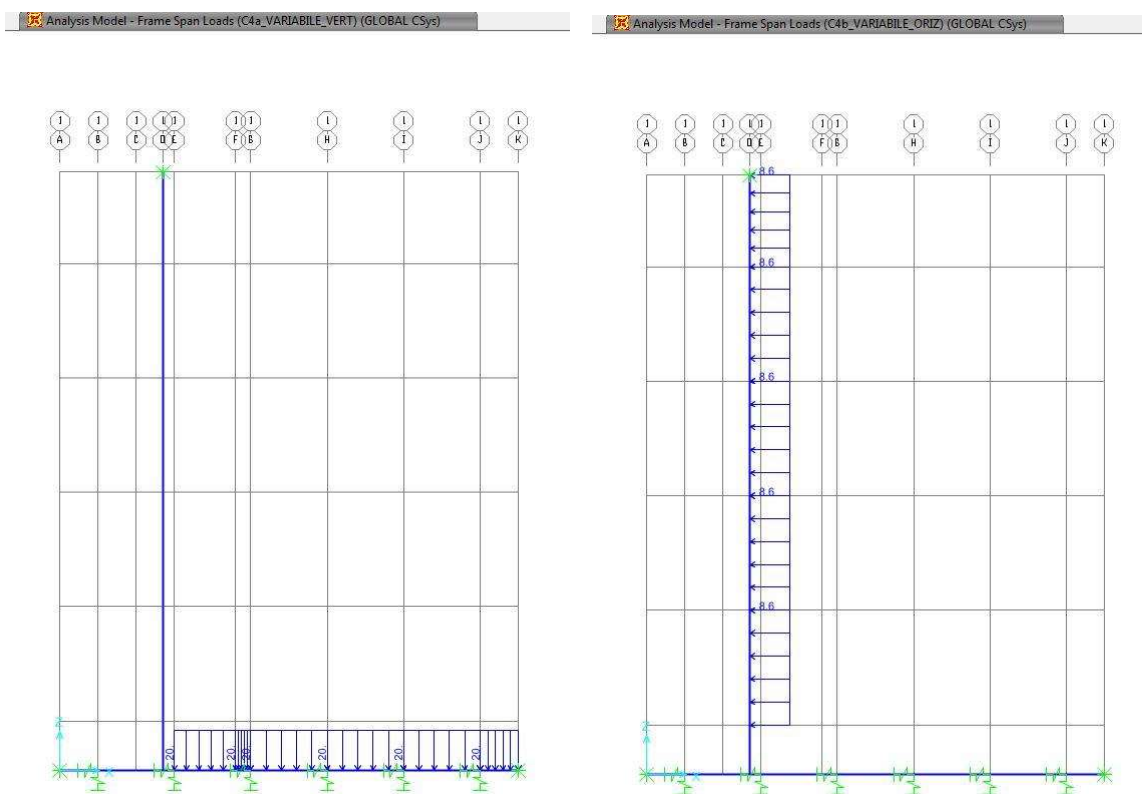


Figura 6-9. Muri d'ala carreggiata sud - Condizioni di carico C4a e C4b

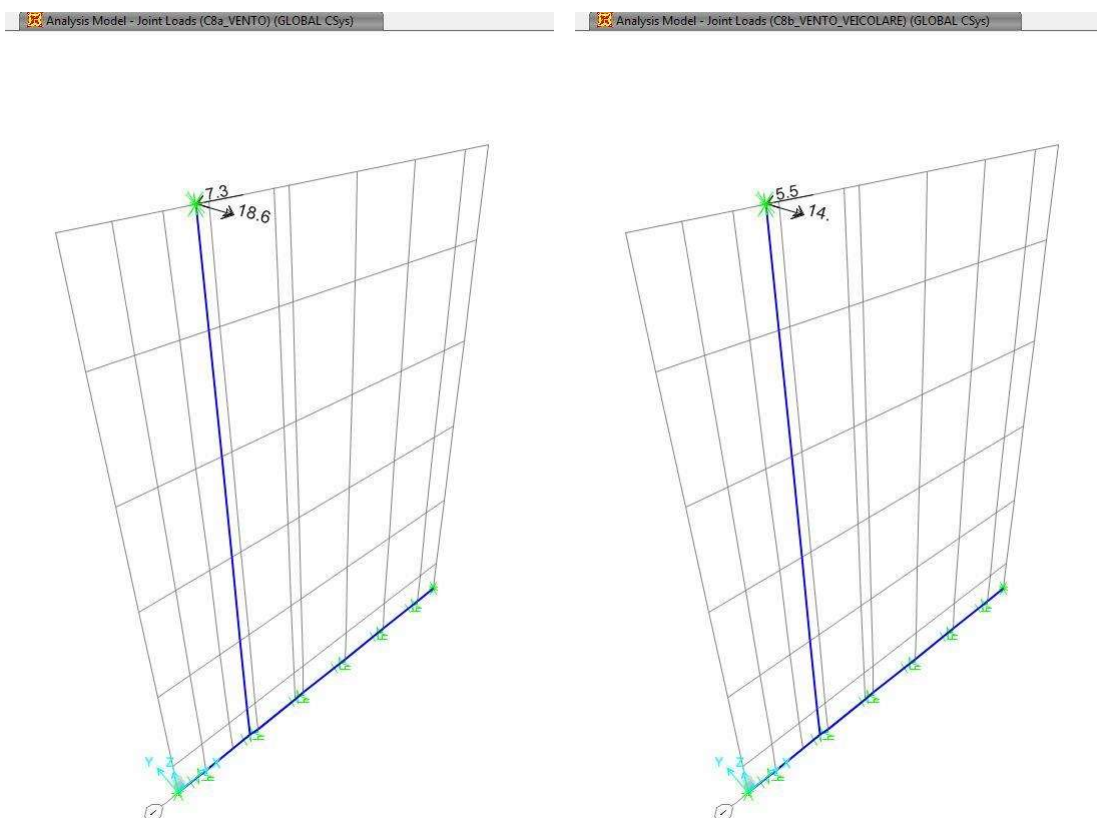


Figura 6-10. Muri d'ala carreggiata sud - Condizione di carico C8a e C8b

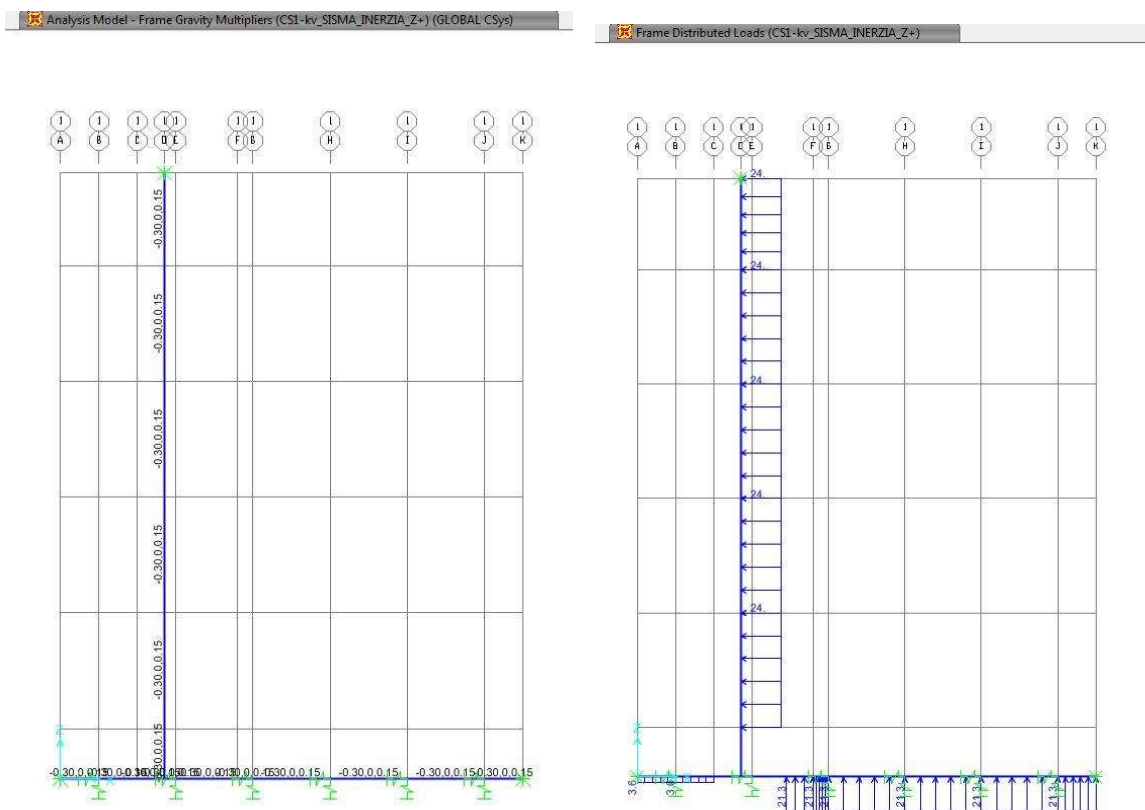
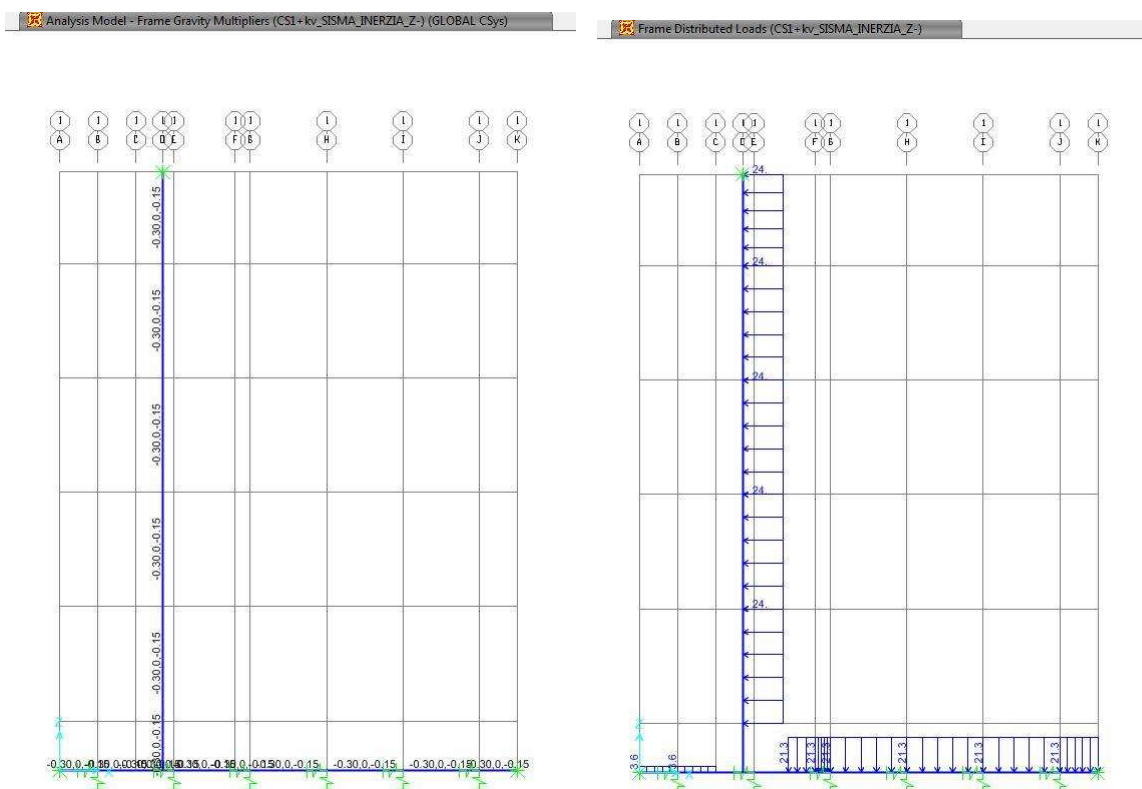


Figura 6-11. Muri d'ala carreggiata sud - Condizione di carico CS1 (-kv)





*Figura 6-12. Muri d'ala carreggiata sud - Condizione di carico CS1 (+kv)*

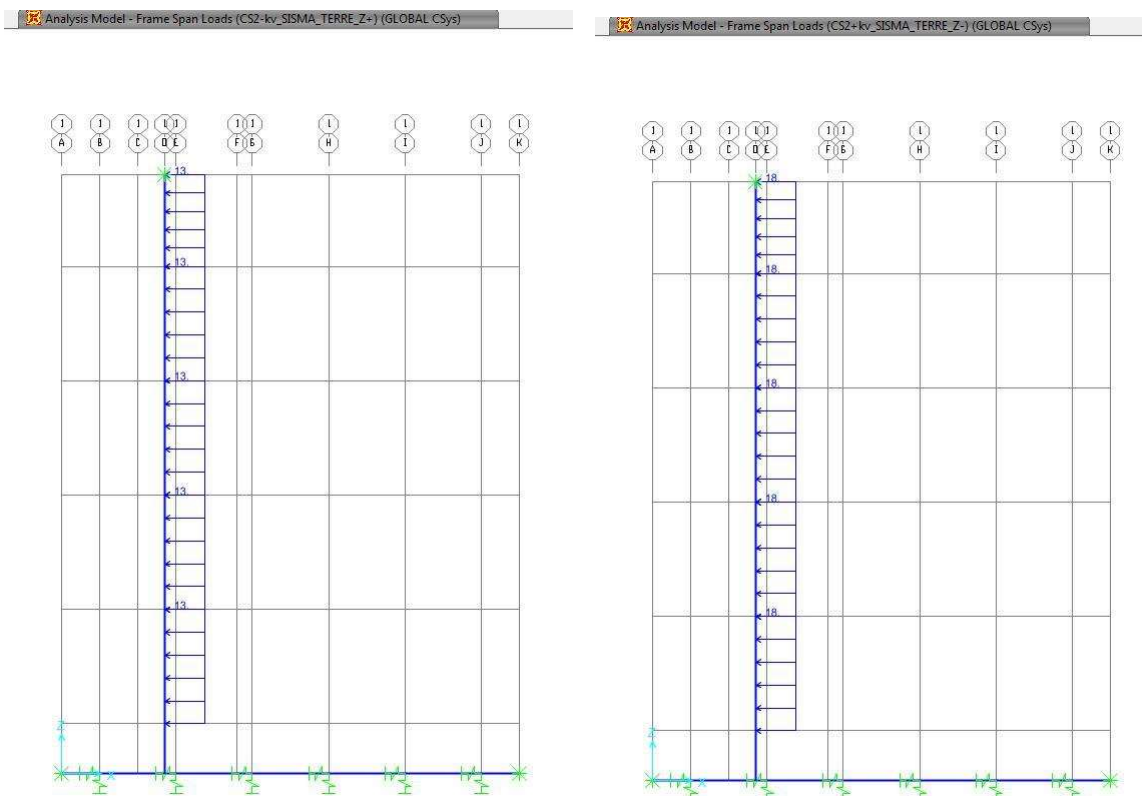


Figura 6-13. Muri d'ala carreggiata sud - Condizioni di carico CS2 (-kv) e CS2 (+kv)

## 6.3.6 Analisi strutturale del paramento

### 6.3.6.1 Involuppo sollecitazioni allo S.L.U.

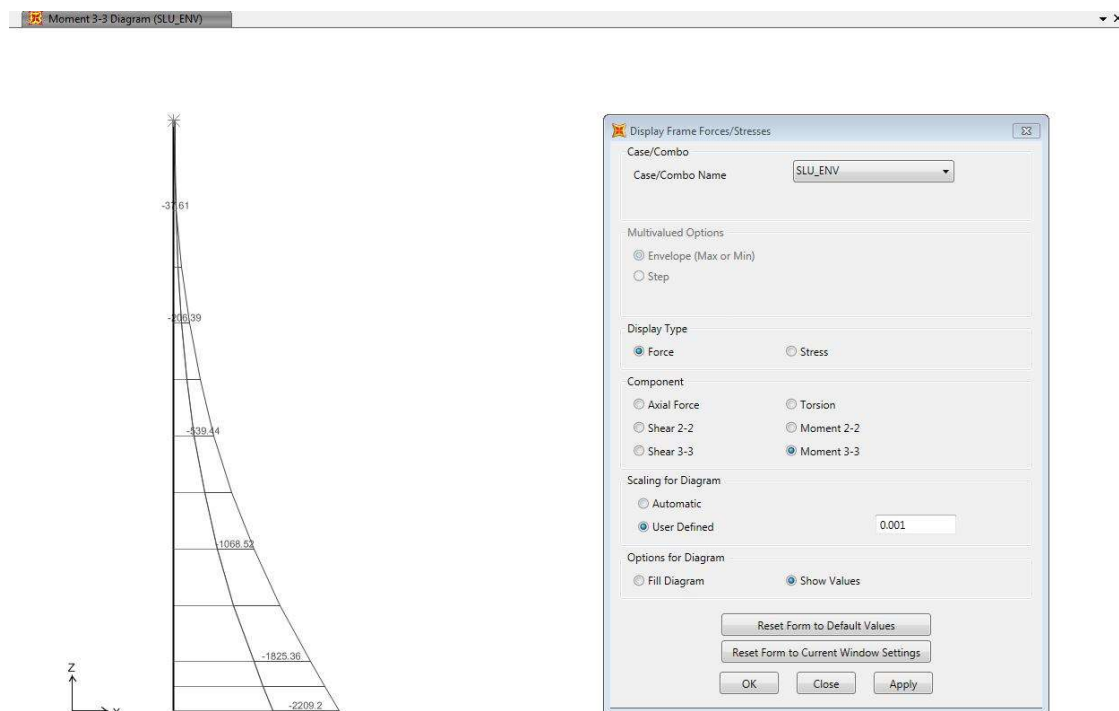


Figura 6-14. Muri d'ala carreggiata sud – Paramento – Involuppo SLU – Momento flettente

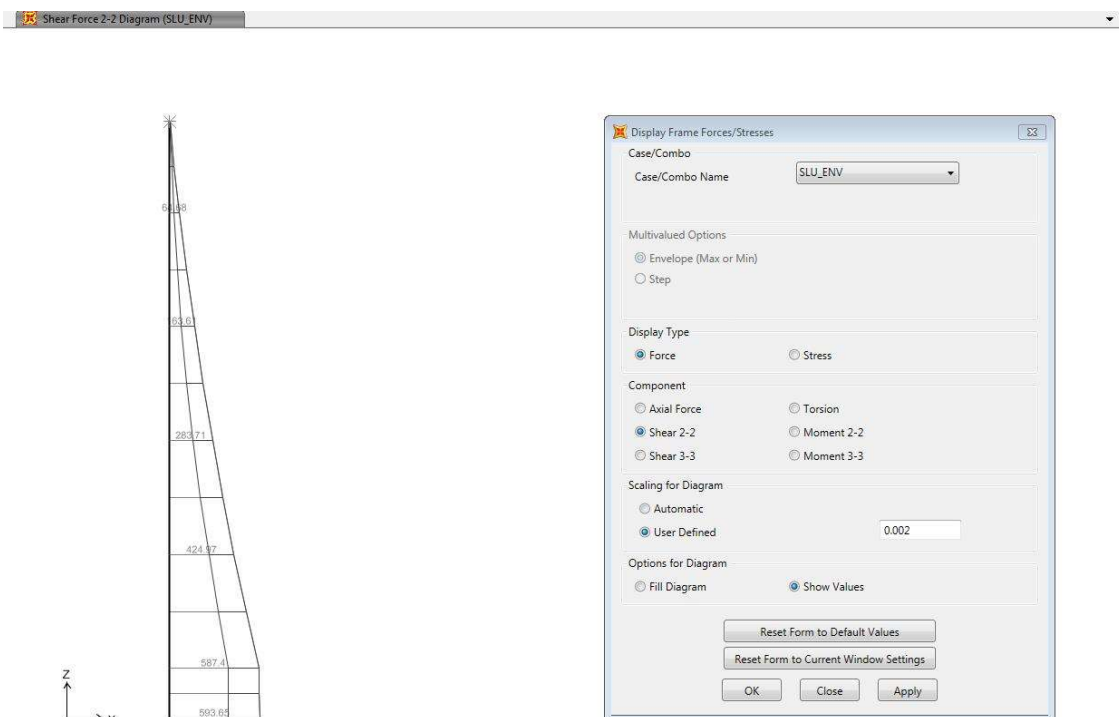


Figura 6-15. Muri d'ala carreggiata sud – Paramento – Involuppo SLU – Azione di taglio

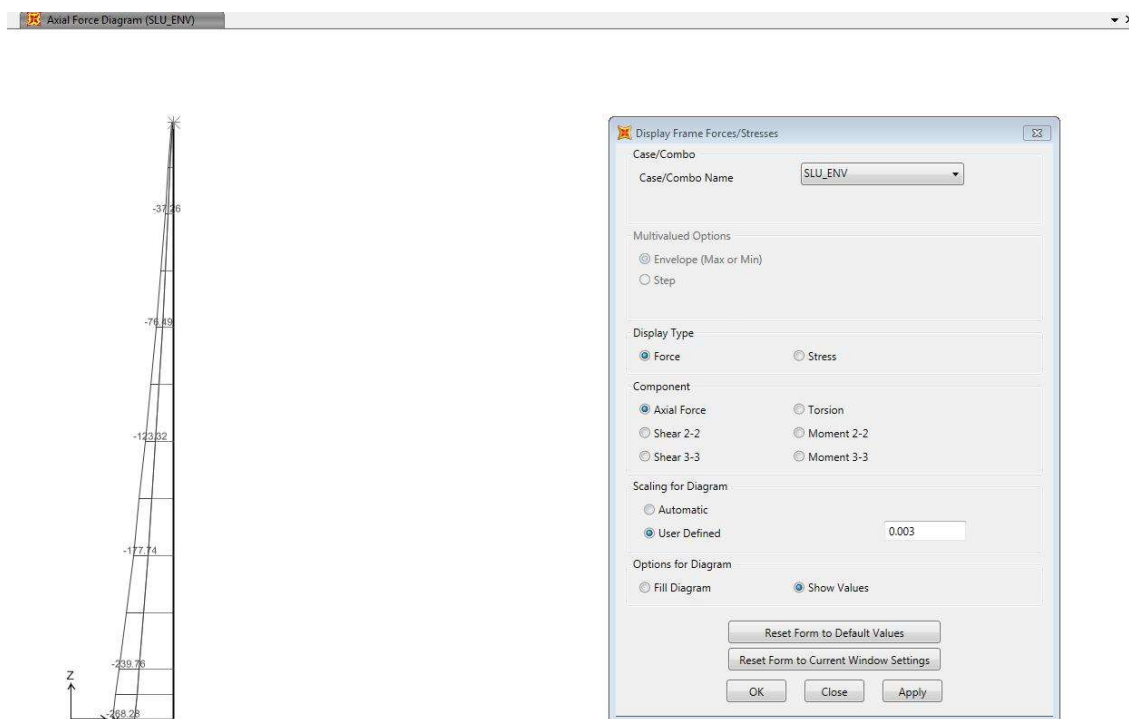


Figura 6-16. Muri d'ala carreggiata sud – Paramento – Involuppo SLU – Azione assiale

### 6.3.6.2 Verifiche strutturali

Le sollecitazioni di verifica nella sezione di spiccato, desunte dall'involuppo delle combinazioni dei carichi, sono riportate nella seguente tabella:

Tabella 6-9. Muri d'ala carreggiata sud – Paramento – Sollecitazioni di verifica

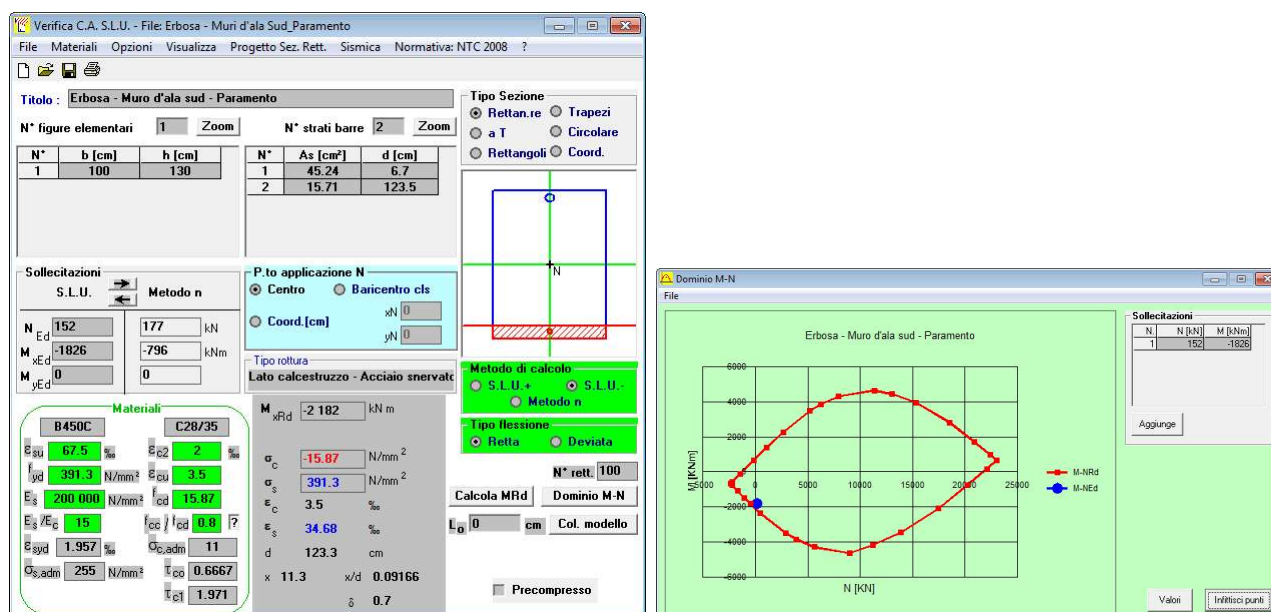
	S.L.U.	S.L.E. rare	S.L.E. frequenti
M [kNm]	1826	796	698
N [kN]	-152 / -240	-177	-177
V [kN]	587	-	-

Si considerano le seguenti armature (copriferro netto sul ferro più esterno 35 mm):

- Armatura verticale – lato terra: 1Ø24/10cm
- Armatura verticale – lato strada: 1Ø20/20cm
- Armatura a taglio: spilli Ø16/40x40cm

Si riportano nel seguito le verifiche strutturali.

- Verifica a presso-flessione della sezione di incastro (tese fibre lato terra)



Risultando  $M_{RD} = 2182 \text{ kNm} > M_{SD} = 1826 \text{ kNm}$  la verifica è quindi soddisfatta.

• Verifica a taglio della sezione di incastro

ERBOSA - MURI D'ALA SUD - PARAMENTO

Note e convenzioni

N > 0 => trazione

Compilare le celle in azzurro

Dati di input

Rck		35 N/mm <sup>2</sup>	
fck		28 N/mm <sup>2</sup>	
Valore medio della resistenza a trazione	$f_{ctm} =$	2.8 N/mm <sup>2</sup>	= 0.3 x fck <sup>(2/3)</sup>
Coefficiente sicurezza cls	$\gamma_c =$	1.5	
Coefficiente carichi lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0.85	
fcd=resistenza di calcolo del cls	$f_{cd} =$	15.87 N/mm <sup>2</sup>	= $\alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	$f_{yk} =$	450 N/mm <sup>2</sup>	
Coefficiente sicurezza acciaio	$\gamma_s =$	1.15	
Snervamento di calcolo acciaio	$f_{yd} =$	391 N/mm <sup>2</sup>	= $f_{yk} / \gamma_s$
Forza di taglio di calcolo	$V_{sd} =$	587 kN	
Forza assiale di calcolo	$N_{sd} =$	-152 kN	
Larghezza sezione	$b_w =$	100 cm	= 1000 mm
altezza della sezione	$H =$	130 cm	= 1300 mm
Copri ferro	$c =$	3.9 cm	
Diametro barre superiori	$\phi_t =$	20 mm	(armatura compressa)
Diametro barre inferiori	$\phi_b =$	24 mm	(armatura tesa)
Diametro staffe	$\phi_{st} =$	16 mm	
Numero di barre superiori	$N_s =$	5	
Numero di barre inferiori	$N_i =$	10	
altezza utile della sezione	$d =$	123.3 cm	= 1233 mm

Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio: Vrd1 (rif. cap. 4.1.2.1.3.1 del D.M. 2008)

$V_{rd1} = \{ [0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c] + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$   
con  $V_{rd1} \geq V_{rd1min} = \{ V_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$

$K = 1 + (200 / d)^{0.5} < 2.00$

$K = 1.40$

$V_{min} = 0.035 \times K^{1.5} \times f_{ck}^{0.5}$

$V_{min} = 0.31$  N/mm<sup>2</sup>

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w d) \leq 0.02$

As1=area delle armature di trazione che si estendono non meno di d+lnet oltre la sezione considerata

$A_{s1} = 45.24$  cm<sup>2</sup> = 4523.893 mm<sup>2</sup>  
 $\rho_1 = 0.0037$

$\sigma_{cp} = -N_{sd} / A_c \leq 0.2 f_{cd}$

$\sigma_{cp} = 0.12$  N/mm<sup>2</sup>

$V_{rd1} =$	473 kN	
$V_{rdmin} =$	401 kN	
$V_{rd1} =$	473 kN	OCCORRE ARMARE A TAGLIO

Resistenza di calcolo dell'elemento con armatura a taglio (rif. cap. 4.1.2.1.3.2 del D.M. 2008)

Verifica delle bielle compresse: Vrcd

$V_{rcd} = [0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cot \theta + \cot \theta)] / [1 + (\cot \theta)^2]$

Definizione del coefficiente maggiorativo  $\alpha_c$

$\sigma_{cp} < 0.00$	=>	$\alpha_c = 1$	membrature non compresse
$0.00 \leq \sigma_{cp} < 3.97$	=>	$\alpha_c = 1.01$	
$3.97 \leq \sigma_{cp} < 7.93$	=>	$\alpha_c = 1.25$	
$7.93 \leq \sigma_{cp} < 15.87$	=>	$\alpha_c = 2.48$	membrature fortemente compresse

Essendo

$\sigma_{cp} = 0.12$  N/mm<sup>2</sup> si assume quindi  $\alpha_c = 1.01$

Resistenza a compressione ridotta  
Angolo di inclinazione dell'armatura a taglio

$f_{cd} = 7.93$  N/mm<sup>2</sup> = 0.5 x fcd  
 $\alpha = 90^\circ$  (45° per ferri piegati e 90° per staffe)  
 $\alpha = 1.57$  rad

Angolo di inclinazione dei puntoni compressi

$\theta = 21.8^\circ$  (compreso tra 21.8° e 45°)  
 $\theta = 0.38$  rad

$V_{rcd} =$	3065.93 kN	OK! - VERIFICA SODDISFATTA
-------------	------------	----------------------------

Verifica dell'armatura a taglio: Vrsd


$V_{rsd} = 0.9 \times d \times (A_{sw} / s) \times f_{yd} \times (\cot \theta + \cot \theta) \times \sin \alpha$

Passo delle staffe	$s =$	40 cm	400 mm
Diametro staffe	$\phi_{st} =$	16 mm	
Braccia resistenti	$n =$	2.5	
Area armatura a taglio	$A_{sw} =$	5.03 cm <sup>2</sup>	503 mm <sup>2</sup>
Percentuale minima di armatura	$\rho_{w,min} =$	0.0009 mm	= 0.08 x (Fck <sup>0.5</sup> ) / Fyk
Area minima di armatura a taglio	$A_{w,min} =$	376.28 mm <sup>2</sup>	= $\rho_{w,min} \times s \times B_w \times \sin \alpha$ (EC2-Par.9.2.2)




$V_{rsd} =$	1364.27 kN	OK! - VERIFICA SODDISFATTA
-------------	------------	----------------------------

Risultando  $V_{RCD} = 3063$  kN e  $V_{SCD} = 1364.3$  kN >  $V_{SD} = 587$  kN la verifica è quindi soddisfatta.

- Verifica a fessurazione della sezione di incastro in condizioni rare (tese fibre lato terra)


Verifica C.A. S.L.U. - File: Erbosa - Muri d'ala Sud\_Paramento

File
Materiali
Opzioni
Visualizza
Progetto Sez. Rett.
Sismica
Normativa: NTC 2008
?

**Titolo :** Erbosa - Muro d'ala sud - Paramento

N° figure elementari

1

Zoom

N° strati barre

2

Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	130

N°	As [cm²]	d [cm]
1	45.24	6.7
2	15.71	123.5

**Sollecitazioni**  
S.L.U.

Metodo n

N	Ed	177	kN
M	Ed	-796	kNm
x	Ed	0	
y	Ed	0	

**P.to applicazione N**  
☒ Centro
☐ Baricentro cls

☒ Coord. [cm]

xN

0

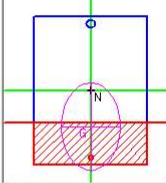
yN

0

**Tipo Sezione**  
☒ Rettan.re
☐ Trapezi

☒ a T
☐ Circolare

☐ Rettangoli
☐ Coord.



**Metodo di calcolo**  
☒ S.L.U. +
☐ S.L.U.

☒ Metodo n

**Materiali**

B450C

σ<sub>su</sub>

67.5

MPa

σ<sub>yd</sub>

391.3

N/mm²

E<sub>s</sub>

200 000

N/mm²

E<sub>s</sub> / E<sub>C</sub>

15

σ<sub>cc,adm</sub>

255

N/mm²

C28/35

σ<sub>cd</sub>

2

MPa

σ<sub>cu</sub>

3.5

MPa

σ<sub>cd</sub>

15.87

f<sub>cc</sub> / f<sub>cd</sub>

0.8

?

σ<sub>cc,adm</sub>

11

σ<sub>cc</sub>

0.6667

σ<sub>cc</sub>

1.971

σ<sub>C</sub>

-3.955

N/mm²

σ<sub>s</sub>

139

N/mm²

ε<sub>s</sub>

0.6952

‰

d

123.3

cm

x

36.88

x/d

0.2991

δ

0.8138

Verifica

N° iterazioni:

4


Precompresso

La verifica è quindi soddisfatta risultando:




$$\sigma_c = 3.96 \text{ N/mm}^2 \ll 0.60 \times f_{ck} = 17.43 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 139 \text{ N/mm}^2 \ll 0.8 \times f_{yk} = 360.0 \text{ N/mm}^2$$

- Verifica a fessurazione della sezione di incastro in condizioni frequenti (tese fibre lato terra)


Verifica C.A. S.L.U. - File: Erbosa - Muro d'ala sud\_Paramento

File
Materiali
Opzioni
Visualizza
Progetto Sez. Rett.
Sismica
Normativa: NTC 2008
?

**Titolo :** Erbosa - Muro d'ala sud - Paramento

**N° figure elementari**
1
Zoom

**N° strati barre**
2
Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	130

N°	As [cm²]	d [cm]
1	45.24	6.7
2	15.71	123.5

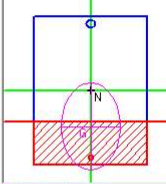
**Sollecitazioni**  
S.L.U.
Metodo n

N	Ed	177	kN
M	xEd	-1826	kNm
M	yEd	0	

**P.to applicazione N**  
☒ Centro
☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm]

xN 0  
yN 0

**Tipo Sezione**  
☒ Rettan.re
☐ Trapezi  
☐ a T
☐ Circolare  
☐ Rettangoli
☐ Coord.



**Metodo di calcolo**  
☒ S.L.U. +
☐ S.L.U.
☐ Metodo n

Materiali	
<div> B450C C28/35 </div> <div> <math>\sigma_{cu}</math> 67.5 % <math>\sigma_{cu}</math> 2 % </div> <div> <math>f_{yd}</math> 391.3 N/mm² <math>\sigma_{cu}</math> 3.5 % </div> <div> <math>E_s</math> 200 000 N/mm² <math>f_{cd}</math> 15.87 % </div> <div> <math>E_s/E_c</math> 15 <math>f_{cc}/f_{cd}</math> 0.8 ? </div> <div> <math>\sigma_{s,adm}</math> 1.957 % <math>\sigma_{s,adm}</math> 11 % </div> <div> <math>\sigma_{s,adm}</math> 255 N/mm² <math>\sigma_{s,adm}</math> 0.6667 % </div> <div> <math>\sigma_{s,adm}</math> 1.971 % </div>	<div> <math>\sigma_c</math> -3.482 N/mm² <math>\sigma_s</math> 119.9 N/mm² </div> <div> <math>\sigma_s</math> 0.5993 % </div> <div> d 123.3 cm </div> <div> x 37.42 x/d 0.3035 </div> <div> <math>\delta</math> 0.8194 </div>

Verifica

**N° iterazioni:** 4

☐ Precompresso

La verifica è quindi soddisfatta risultando:

$$\sigma_c = 3.5 \text{ N/mm}^2 \ll 0.45 \times f_{ck} = 13.07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 120 \text{ N/mm}^2 \ll 0.8 \times f_{yk} = 360.0 \text{ N/mm}^2$$

Risultando l'interasse tra le barre pari a  $i = 100 \text{ mm} < 200 \text{ mm}$  ed il tasso di lavoro dell'acciaio teso  $\sigma_s = 120 \text{ N/mm}^2 < 160 \text{ N/mm}^2$ , in accordo a quanto indicato nelle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M: 17 gennaio 2018" la verifica di apertura fessure è da ritenersi soddisfatta senza calcolo diretto.

- Verifica locale testata muro per azione concentrata montante barriera FOA

Si esegue la verifica locale considerando l'azione concentrata ( $F = 21.8$  kN;  $M = 55.8$  kNm) trasmessa dal montante della barriera FOA tipo 2. La verifica viene condotta a 1 m da testa elevazione trascurando qualsiasi tipo di diffusione del carico concentrato ed una sezione resistente di larghezza  $B = 1.00$  m.

Trattandosi di una verifica locale in adiacenza al montante della barriera fonoassorbente, la verifica allo S.L.U. viene condotta considerando l'azione del vento come azione variabile principale ( $\gamma_Q = 1.50$ ) e l'azione del sovraccarico accidentale come azione variabile concomitante ( $\gamma_Q = 1.35$ ,  $\psi = 0.75$ ). Risultata:

$$N_{SD} = 37 \text{ kN/m (compressione)}$$

$$M_{SD} = -123 \text{ kNm/m}$$

$$V_{SD} = 48 \text{ kN/m}$$

Si considerano le seguenti armature (spessore sezione 70 cm, copriferro netto sul ferro più esterno 35 mm):

- Armatura verticale – lato terra:  $1\text{Ø}20/20\text{cm}$
- Armatura verticale – lato strada:  $1\text{Ø}20/20\text{cm}$
- Armatura a taglio: spilli  $\text{Ø}16/40 \times 40\text{cm}$

Si riportano nel seguito le verifiche strutturali a pressoflessione ed a taglio.

Risultando  $M_{RD} = 392 \text{ kNm} > M_{SD} = 123 \text{ kNm}$  la verifica a pressoflessione è quindi soddisfatta.



ERBOSA - MURI D'ALA SUD - PARAMENTO - SP. 70 cm

Note e convenzioni

N > 0 => trazione

Compilare le celle in azzurro

Dati di input

Rck	35	N/mm <sup>2</sup>	
fck	28	N/mm <sup>2</sup>	
Valore medio della resistenza a trazione	$f_{ctm} = 2.8$	N/mm <sup>2</sup>	= 0.3 x fck <sup>(2/3)</sup>
Coefficiente sicurezza cls	$\gamma_c = 1.5$		
Coefficiente carichi lunga durata	$\alpha_{cc} = 0.85$		
fcd=resistenza di calcolo del cls	$f_{cd} = 15.87$	N/mm <sup>2</sup>	= $\alpha_{cc} \times f_{ctm} / \gamma_c$
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	$f_{yk} = 450$	N/mm <sup>2</sup>	
Coefficiente sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1.15$		
Snervamento di calcolo acciaio	$f_{yd} = 391$	N/mm <sup>2</sup>	= $f_{yk} / \gamma_s$
Forza di taglio di calcolo	$V_{sd} = 48$	kN	
Forza assiale di calcolo	$N_{sd} = -37$	kN	
Larghezza sezione	$b_w = 100$	cm	= 1000 mm
altezza della sezione	$H = 70$	cm	= 700 mm
Copri ferro	$c = 3.9$	cm	
Diametro barre superiori	$\phi_e = 20$	mm	(armatura compressa)
Diametro barre inferiori	$\phi_t = 20$	mm	(armatura tesa)
Diametro staffe	$\phi_{st} = 16$	mm	
Numero di barre superiori	$N_2 = 5$		
Numero di barre inferiori	$N_1 = 5$		
altezza utile della sezione	$d = 63.5$	cm	= 635 mm

Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio:  $V_{rd1}$  (rif. cap. 4.1.2.1.3.1 del D.M. 2008)

$$V_{rd1} = \{ [0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c] + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$$

$$\text{con } V_{rd1} \geq V_{rd1min} = \{ V_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$$

$$K = 1 + (200 / d)^{0.5} < 2.00$$

$$V_{min} = 0.035 \times K^{1.5} \times f_{ck}^{0.5}$$

$$K = 1.56$$

$$V_{min} = 0.36 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_1 = A_{st} / (b_w d) \leq 0.02$$

$A_{st}$ =area delle armature di trazione che si estendono non meno di  $d + l_{bnet}$  oltre la sezione considerata

$$A_{st1} = 15.71 \text{ cm}^2 = 1570.796 \text{ mm}^2$$

$$\rho_1 = 0.0025$$

$$\sigma_{cp} = -N_{sd} / A_{cs} \leq 0.2 f_{cd}$$

$$\sigma_{cp} = 0.05 \text{ N/mm}^2$$

$V_{rd1} =$	232	kN	
$V_{rdmin} =$	234	kN	
$V_{rd1} =$	234	kN	OK! - VERIFICA SODDISFATTA

Risultando  $V_{RD1} = 234 \text{ kN} > V_{SD} = 48 \text{ kN}$  la verifica è quindi soddisfatta senza necessita di apposita armatura a taglio (comunque presente).



## 6.3.7 Analisi strutturale del plinto di fondazione

### 6.3.7.1 Involuppo sollecitazioni allo S.L.U.

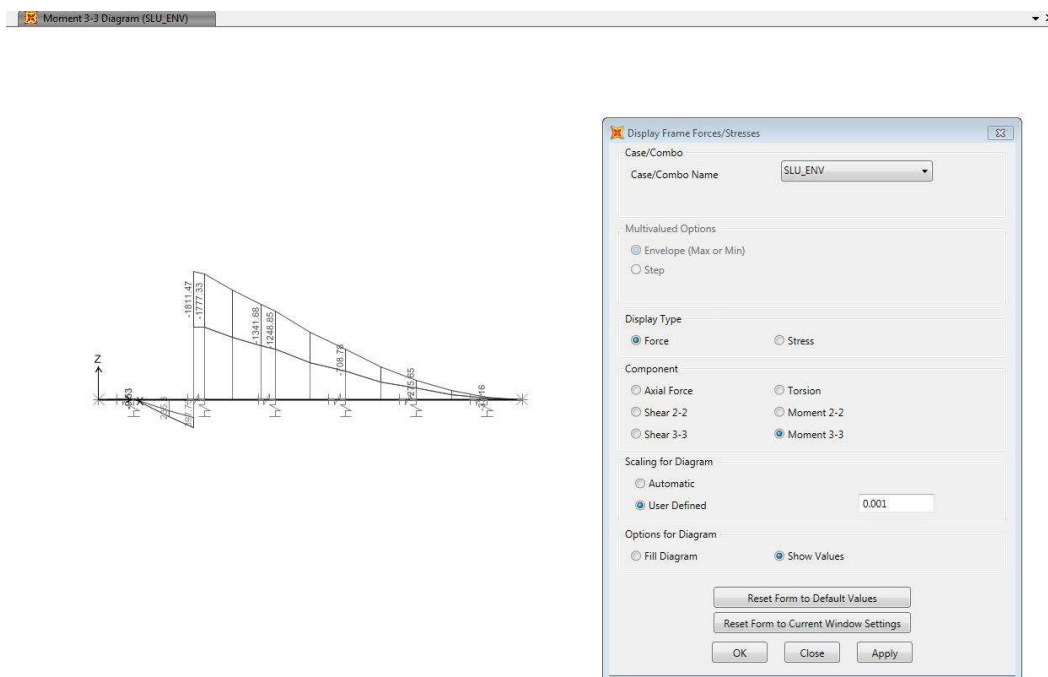


Figura 6-17. Muri d'ala carreggiata sud – Plinto di fondazione – Involuppo SLU – Momento flettente

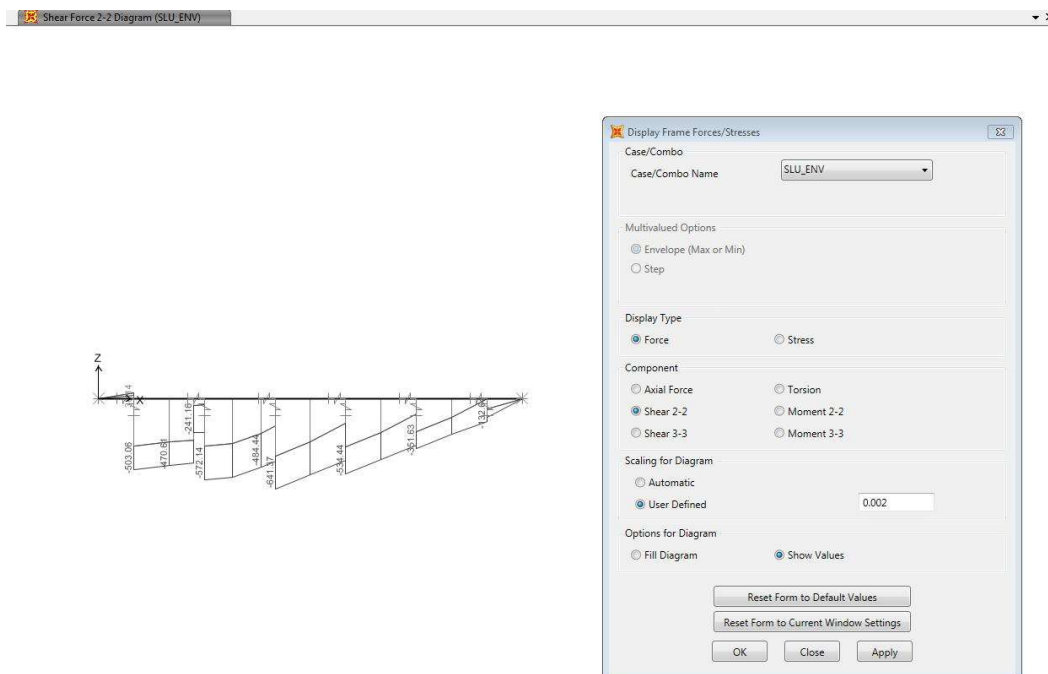


Figura 6-18. Muri d'ala carreggiata sud – Plinto di fondazione – Involuppo SLU – Azione di taglio

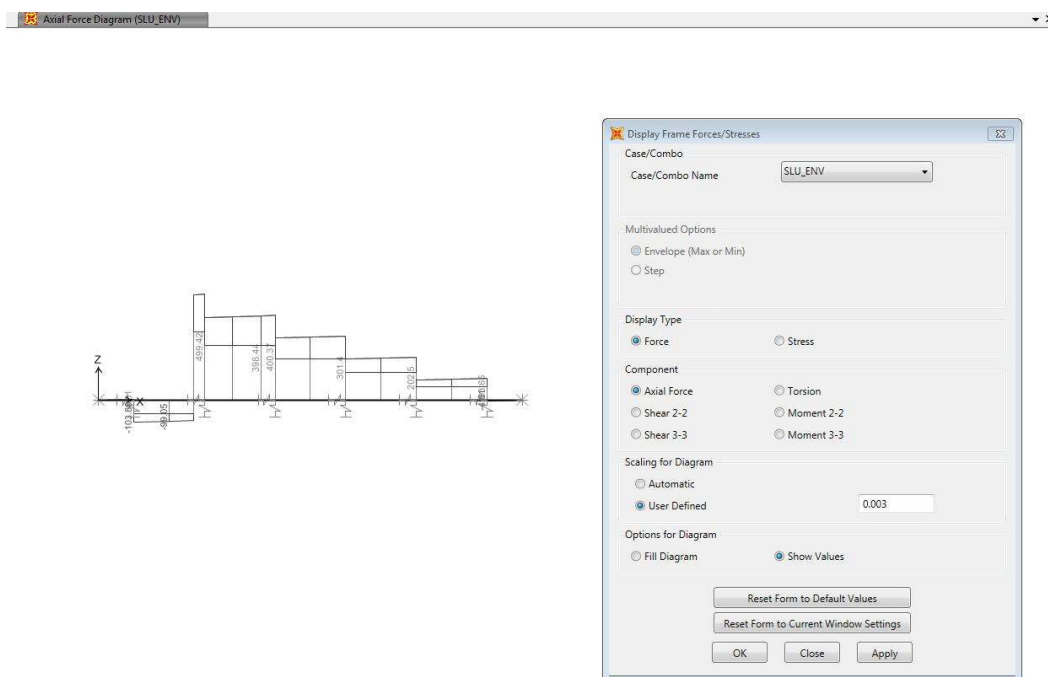


Figura 6-19. Muri d'ala carreggiata sud – Plinto di fondazione – Involuppo SLU – Azione assiale

### 6.3.7.2 Verifiche strutturali retrozattera

Le sollecitazioni di verifica nella sezione di spiccato, desunte dall'involuppo delle combinazioni dei carichi, sono riportate nelle seguenti tabelle:

Tabella 6-10. Muri d'ala carreggiata sud – Retrozattera – Sollecitazioni di verifica

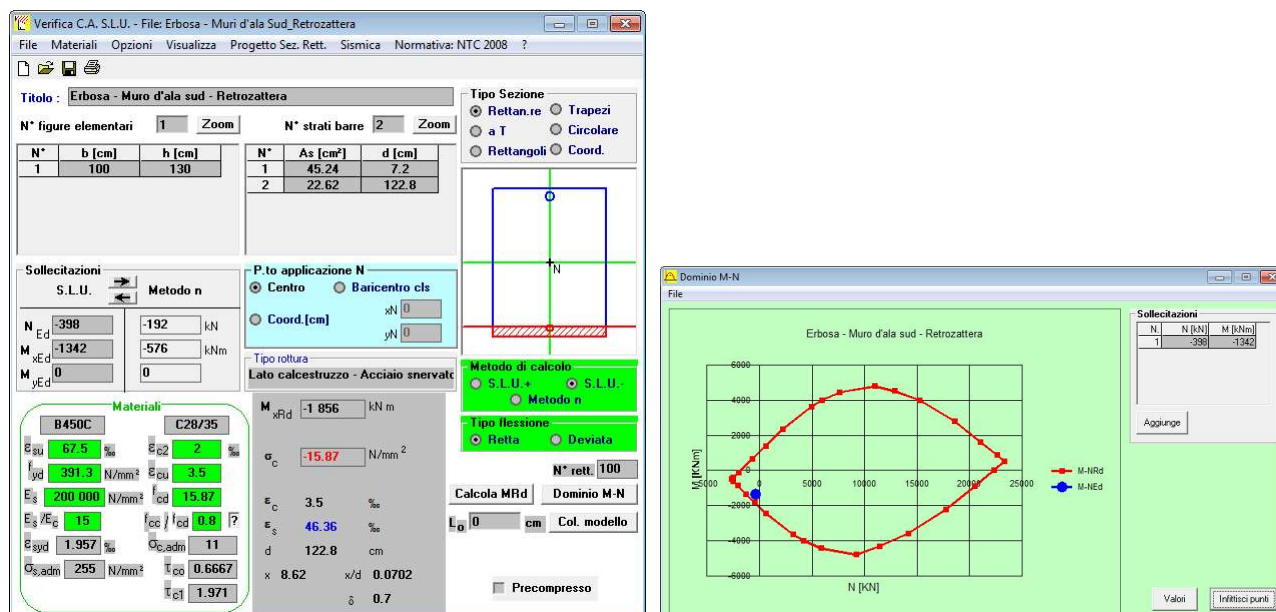
	S.L.U.	S.L.E. rare	S.L.E. frequenti
M [kNm]	-1342	-576	-506
N [kN]	398 (trazione)	192 (trazione)	179 (trazione)
V [kN]	484	-	-

Si considerano le seguenti armature (copriferro netto sul ferro più esterno 40 mm).

- Armatura superiore: 1Ø24/10cm
- Armatura inferiore: 1Ø24/20cm
- Armatura a taglio: spilli Ø16/40x40cm

Si riportano di seguito:

- Verifica a presso-flessione della sezione di incastro (tese fibre superiori)



Risultando  $M_{RD} = 1856 \text{ kNm} > M_{SD} = 1342 \text{ kNm}$  la verifica è quindi soddisfatta.

• Verifica a taglio della sezione di incastro

ERBOSA - MURI D'ALA SUD - RETROZATTERA

Note e convenzioni

N > 0 => trazione

Compilare le celle in azzurro

Dati di input

Rck		35 N/mm <sup>2</sup>	
fck		28 N/mm <sup>2</sup>	
Valore medio della resistenza a trazione	f <sub>ctm</sub> =	2.8 N/mm <sup>2</sup>	= 0.3 x fck <sup>(2/3)</sup>
Coefficiente sicurezza cls	γ <sub>c</sub> =	1.5	
Coefficiente carichi lunga durata	α <sub>cc</sub> =	0.85	
fcd=resistenza di calcolo del cls	fcd =	15.87 N/mm <sup>2</sup>	= α <sub>cc</sub> x fck / γ <sub>c</sub>
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	f <sub>yk</sub> =	450 N/mm <sup>2</sup>	
Coefficiente sicurezza acciaio	γ <sub>s</sub> =	1.15	
Snervamento di calcolo acciaio	f <sub>yd</sub> =	391 N/mm <sup>2</sup>	= f <sub>yd</sub> / γ <sub>s</sub>
Forza di taglio di calcolo	V <sub>sd</sub> =	484 kN	
Forza assiale di calcolo	N <sub>sd</sub> =	398 kN	
Larghezza sezione	b <sub>w</sub> =	100 cm	= 1000 mm
altezza della sezione	H =	130 cm	= 1300 mm
Copri ferro	c =	4.4 cm	
Diametro barre superiori	φ <sub>l</sub> =	24 mm	(armatura compressa)
Diametro barre inferiori	φ <sub>t</sub> =	24 mm	(armatura tesa)
Diametro staffe	φ <sub>st</sub> =	16 mm	
Numero di barre superiori	N <sub>2</sub> =	5	
Numero di barre inferiori	N <sub>1</sub> =	10	
altezza utile della sezione	d =	122.8 cm	= 1228 mm

Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio: V<sub>rd1</sub> (rif. cap. 4.1.2.1.3.1 del D.M. 2008)

V<sub>rd1</sub> = { [0.18 x k x (100 x ρ<sub>1</sub> x fck)<sup>(1/3)</sup> / γ<sub>c</sub>] + 0.15 x α<sub>cp</sub> } x (b<sub>w</sub> x d)  
con V<sub>rd1</sub> >= V<sub>rd1min</sub> = (V<sub>min</sub> + 0.15 x α<sub>cp</sub>) x (b<sub>w</sub> x d)

K = 1 + (200 / d)<sup>0.5</sup> < 2.00

K = 1.40  
V<sub>min</sub> = 0.035 x K<sup>1.5</sup> x fck<sup>0.5</sup>

ρ<sub>1</sub> = A<sub>s1</sub> / (b<sub>w</sub> d) ≤ 0.02

A<sub>s1</sub> = area delle armature di trazione che si estendono non meno di d+10b<sub>net</sub> oltre la sezione considerata

A<sub>s1</sub> = 45.24 cm<sup>2</sup> = 4523.893 mm<sup>2</sup>  
ρ<sub>1</sub> = 0.0037

α<sub>cp</sub> = -N<sub>sd</sub> / A<sub>c</sub> ≤ 0.2 fcd

α<sub>cp</sub> = -0.31 N/mm<sup>2</sup>

V <sub>rd1</sub> =	394 kN	
V <sub>rdmin</sub> =	322 kN	
V <sub>rd1</sub> =	394 kN	OCCORRE ARMARE A TAGLIO

Resistenza di calcolo dell'elemento con armatura a taglio (rif. cap. 4.1.2.1.3.2 del D.M. 2008)

Verifica delle bielle compresse: V<sub>rcd</sub>

V<sub>rcd</sub> = [0.9 x d x b<sub>w</sub> x α<sub>c</sub> x fcd x (cotgα + cotgθ)] / [1 + (cotgθ)<sup>2</sup>]

Definizione del coefficiente maggiorativo α<sub>c</sub>

α <sub>cp</sub> <	0.00	=>	α <sub>c</sub> =	1	membrature non compresse
0.00 <= α <sub>cp</sub> <	3.97	=>	α <sub>c</sub> =	0.98	
3.97 <= α <sub>cp</sub> <=	7.93	=>	α <sub>c</sub> =	1.25	
7.93 < α <sub>cp</sub> <	15.87	=>	α <sub>c</sub> =	2.55	membrature fortemente compresse

Essendo

α<sub>cp</sub> = -0.31 N/mm<sup>2</sup> si assume quindi α<sub>c</sub> = 1

Resistenza a compressione ridotta

fcd = 7.93 N/mm<sup>2</sup> = 0.5 x fcd

Angolo di inclinazione dell'armatura a taglio

α = 90° (45° per ferri piegati e 90° per staffe)  
α = 1.57 rad

Angolo di inclinazione dei puntoni compressi

θ = 21.8° (compreso tra 21.8° e 45°)  
θ = 0.38 rad

V <sub>rcd</sub> =	3023.26 kN	OK! - VERIFICA SODDISFATTA
--------------------	------------	----------------------------

Verifica dell'armatura a taglio: V<sub>rsd</sub>

V<sub>rsd</sub> = 0.9 x d x (A<sub>sw</sub> / s) x f<sub>yd</sub> x (cotgα + cotgθ) x sinα

Passo delle staffe	s =	40 cm	400 mm
Diametro staffe	φ <sub>st</sub> =	16 mm	
Braccia resistenti	n =	2.5	
Area armatura a taglio	A <sub>sw</sub> =	5.03 cm <sup>2</sup>	503 mm <sup>2</sup>
Percentuale minima di armatura	ρ <sub>w,min</sub> =	0.0009 mm	= 0.08 x (Fck <sup>0.5</sup> ) / F <sub>yk</sub>
Area minima di armatura a taglio	A <sub>w,min</sub> =	376.28 mm <sup>2</sup>	= ρ <sub>w,min</sub> x s x B <sub>w</sub> x senα (EC2-Par.9.2.2)

V <sub>rsd</sub> =	1358.74 kN	OK! - VERIFICA SODDISFATTA
--------------------	------------	----------------------------

Risultando V<sub>RCD</sub> = 3023 kN e V<sub>SCD</sub> = 1359 kN > V<sub>SD</sub> = 484 kN la verifica è quindi soddisfatta.

- Verifica a fessurazione della sezione di incastro in condizioni rare (tese fibre superiori)

Verifica C.A. S.L.U. - File: Erbosa - Muri d'ala Sud\_Retrozattera

Titolo: Erbosa - Muro d'ala sud - Retrozattera

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	130	1	45.24	7.2
			2	22.62	122.8

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: -398 kN  
M<sub>Ed</sub>: -1355 kNm  
M<sub>yEd</sub>: 0

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

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

Materiali: B450C C28/35

σ<sub>c</sub>: -2.527 N/mm²  
σ<sub>s</sub>: 132.6 N/mm²

ε<sub>s</sub>: 0.6631 ‰  
d: 122.8 cm  
x: 27.29 x/d: 0.2223  
δ: 0.7178

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

La verifica è quindi soddisfatta risultando:

$$\sigma_c = 2.5 \text{ N/mm}^2 \ll 0.60 \times f_{ck} = 17.43 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 133 \text{ N/mm}^2 \ll 0.8 \times f_{yk} = 360.0 \text{ N/mm}^2$$

- Verifica a fessurazione della sezione di incastro in condizioni frequenti (tese fibre superiori)

Verifica C.A. S.L.U. - File: Erbosa - Muri d'ala Sud\_Retrozattera

Titolo: Erbosa - Muro d'ala sud - Retrozattera

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	130	1	45.24	7.2
			2	22.62	122.8

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: -398 kN  
M<sub>Ed</sub>: -1355 kNm  
M<sub>yEd</sub>: 0

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

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

Materiali: B450C C28/35

σ<sub>c</sub>: -2.208 N/mm²  
σ<sub>s</sub>: 117.6 N/mm²

ε<sub>s</sub>: 0.5878 ‰  
d: 122.8 cm  
x: 26.99 x/d: 0.2198  
δ: 0.7147

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

La verifica è quindi soddisfatta risultando:

$$\sigma_c = 2.2 \text{ N/mm}^2 \ll 0.45 \times f_{ck} = 13.07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 118 \text{ N/mm}^2 \ll 0.8 \times f_{yk} = 360.0 \text{ N/mm}^2$$

Risultando l'interasse tra le barre pari a  $i = 100 \text{ mm} < 200 \text{ mm}$  ed il tasso di lavoro dell'acciaio teso  $\sigma_s = 118 \text{ N/mm}^2 < 160 \text{ N/mm}^2$ , in accordo a quanto indicato nelle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M: 17 gennaio 2018" la verifica di apertura fessure è da ritenersi soddisfatta senza calcolo diretto.

### 6.3.7.3 Verifiche strutturali avanzattera

Le sollecitazioni di verifica nella sezione di spiccato, desunte dall'involuppo delle combinazioni dei carichi, sono riportate nelle seguenti tabelle:

Tabella 6-11. Muri d'ala carreggiata sud – Avanzattera – Sollecitazioni di verifica

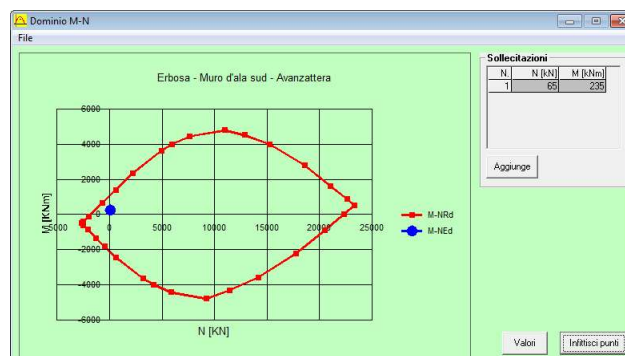
	S.L.U.	S.L.E. rare	S.L.E. frequenti
M [kNm]	235	127	117
N [kN]	-65 / -99	-48	-45
V [kN]	471	-	-

Si considerano le seguenti armature (copriferro netto sul ferro più esterno 40 mm):

- Armatura superiore: 1Ø24/10cm
- Armatura inferiore: 1Ø24/20cm
- Armatura a taglio: spilli Ø16/40x40cm

Si riportano di seguito:

- Verifica a presso-flessione della sezione di incastro (tese fibre inferiori)



Risultando  $M_{RD} = 1100 \text{ kNm} \gg M_{SD} = 235 \text{ kNm}$  la verifica è quindi soddisfatta.

• Verifica a taglio della sezione di incastro

ERBOSA - MURI D'ALA SUD - AVANZATERA

Note e convenzioni

N > 0 => trazione

Compilare le celle in azzurro

Dati di input

Rck	35	N/mm <sup>2</sup>	
fck	28	N/mm <sup>2</sup>	
Valore medio della resistenza a trazione	$f_{ctm} = 2.8$	N/mm <sup>2</sup>	= 0.3 x fck <sup>(2/3)</sup>
Coefficiente sicurezza cls	$\gamma_c = 1.5$		
Coefficiente carichi lunga durata	$\alpha_{cc} = 0.85$		
fcd=resistenza di calcolo del cls	$f_{cd} = 15.87$	N/mm <sup>2</sup>	= $\alpha_{cc} \times f_{ctm} / \gamma_c$
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	$f_{yk} = 450$	N/mm <sup>2</sup>	
Coefficiente sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1.15$		
Snervamento di calcolo acciaio	$f_{yd} = 391$	N/mm <sup>2</sup>	= $f_{yk} / \gamma_s$
Forza di taglio di calcolo	$V_{sd} = 471$	kN	
Forza assiale di calcolo	$N_{sd} = -65$	kN	
Larghezza sezione	$b_w = 100$	cm	= 1000 mm
altezza della sezione	$H = 130$	cm	= 1300 mm
Copri ferro	$c = 4.4$	cm	
Diametro barre superiori	$\phi_e = 24$	mm	(armatura compressa)
Diametro barre inferiori	$\phi_i = 24$	mm	(armatura tesa)
Diametro staffe	$\phi_{st} = 16$	mm	
Numero di barre superiori	$N_2 = 10$		
Numero di barre inferiori	$N_1 = 5$		
altezza utile della sezione	$d = 122.8$	cm	= 1228 mm

Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio: Vrd1 (rif. cap. 4.1.2.1.3.1 del D.M. 2008)

$V_{rd1} = \{ [0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c] + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$   
con  $V_{rd1} \geq V_{rd1min} = \{ V_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$

$K = 1 + (200 / d)^{0.5} < 2.00$

$K = 1.40$

$V_{min} = 0.035 \times K^{1.5} \times f_{ck}^{0.5}$

$V_{min} = 0.31$  N/mm<sup>2</sup>

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \times d) \leq 0.02$

As1=area delle armature di trazione che si estendono non meno di d+lnet oltre la sezione considerata

$A_{s1} = 22.62$  cm<sup>2</sup> = 2261.947 mm<sup>2</sup>

$\rho_1 = 0.0018$

$\sigma_{cp} = -N_{sd} / A_{cs} \leq 0.2 f_{cd}$

$\sigma_{cp} = 0.05$  N/mm<sup>2</sup>

Vrd1=	367	kN	
Vrdmin=	387	kN	
Vrd1=	387	kN	OCCORRE ARMARE A TAGLIO

Resistenza di calcolo dell'elemento con armatura a taglio (rif. cap. 4.1.2.1.3.2 del D.M. 2008)

Verifica delle bielle compresse: Vrcd

$V_{rcd} = [0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cot \alpha + \cot \theta)] / [1 + (\cot \theta)^2]$

Definizione del coefficiente maggiorativo  $\alpha_c$

$\alpha_{cp} < 0.00$	=>	$\alpha_c = 1$	membrature non compresse
$0.00 \leq \alpha_{cp} < 3.97$	=>	$\alpha_c = 1.00$	
$3.97 \leq \alpha_{cp} < 7.93$	=>	$\alpha_c = 1.25$	
$7.93 \leq \alpha_{cp} < 15.87$	=>	$\alpha_c = 2.49$	membrature fortemente compresse

Essendo

$\alpha_{cp} = 0.05$  N/mm<sup>2</sup> si assume quindi  $\alpha_c = 1$

Resistenza a compressione ridotta  
Angolo di inclinazione dell'armatura a taglio

$f_{cd} = 7.93$  N/mm<sup>2</sup> = 0.5 x fcd  
 $\alpha = 90^\circ$  (45° per ferri piegati e 90° per staffe)  
 $\alpha = 1.57$  rad

Angolo di inclinazione dei puntoni compressi

$\theta = 21.8^\circ$  (compreso tra 21.8° e 45°)  
 $\theta = 0.38$  rad

Vrcd =	3023.26	kN	OK! - VERIFICA SODDISFATTA
--------	---------	----	----------------------------

Verifica dell'armatura a taglio: Vrsd

$V_{rsd} = 0.9 \times d \times (A_{sw} / s) \times f_{yd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) \times \sin \alpha$

Passo delle staffe	$s = 40$	cm	400 mm
Diametro staffe	$\phi_{st} = 16$	mm	
Braccia resistenti	$n = 2.5$		
Area armatura a taglio	$A_{sw} = 5.03$	cm <sup>2</sup>	503 mm <sup>2</sup>
Percentuale minima di armatura	$\rho_{w,min} = 0.0009$	mm	= 0.08 x (Fck <sup>0.5</sup> ) / Fyk
Area minima di armatura a taglio	$A_{w,min} = 376.28$	mm <sup>2</sup>	= $\rho_{w,min} \times s \times B_w \times \sin \alpha$ (EC2-Par.9.2.2)

Vrsd =	1358.74	kN	OK! - VERIFICA SODDISFATTA
--------	---------	----	----------------------------

Risultando  $V_{RCD} = 3023$  kN e  $V_{SCD} = 1359$  kN >  $V_{SD} = 471$  kN la verifica è quindi soddisfatta.



- Verifica a fessurazione della sezione di incastro in condizioni rare (tese fibre inferiori)

Verifica C.A. S.L.U. - File: Erbosa - Muri d'ala Sud\_Avanzattera

Titolo: Erbosa - Muro d'ala sud - Avanzattera

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	130	1	45.24	7.2
			2	22.62	122.8

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 65 kN M<sub>Ed</sub>: 235 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls

Coord. [cm]: xN 0 yN 0

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

Materiali: B450C C28/35

sigma<sub>c</sub>: -0.7304 N/mm² sigma<sub>s</sub>: 38.65 N/mm²

Verifica: N° iterazioni: 5

Precompresso: ☐

La verifica è quindi soddisfatta risultando:

$$\sigma_c = 0.7 \text{ N/mm}^2 < 0.60 \times f_{ck} = 17.43 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 39 \text{ N/mm}^2 < 0.8 \times f_{yk} = 360.0 \text{ N/mm}^2$$

- Verifica a fessurazione della sezione di incastro in condizioni frequenti (tese fibre inferiori)

Verifica C.A. S.L.U. - File: Erbosa - Muri d'ala Sud\_Avanzattera

Titolo: Erbosa - Muro d'ala sud - Avanzattera

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	130	1	45.24	7.2
			2	22.62	122.8

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 45 kN M<sub>Ed</sub>: 235 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls

Coord. [cm]: xN 0 yN 0

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

Materiali: B450C C28/35

sigma<sub>c</sub>: -0.6731 N/mm² sigma<sub>s</sub>: 35.45 N/mm²

Verifica: N° iterazioni: 5

Precompresso: ☐

La verifica è quindi soddisfatta risultando:

$$\sigma_c = 0.7 \text{ N/mm}^2 < 0.45 \times f_{ck} = 13.07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 35 \text{ N/mm}^2 < 0.8 \times f_{yk} = 360.0 \text{ N/mm}^2$$

Risultando l'interesse tra le barre pari a  $i = 200 \text{ mm}$  ed il tasso di lavoro dell'acciaio teso  $\sigma_s = 35 \text{ N/mm}^2 < 160 \text{ N/mm}^2$ , in accordo a quanto indicato nelle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M: 17 gennaio 2018" la verifica di apertura fessure è da ritenersi soddisfatta senza calcolo diretto.



- Verifica a punzonamento

La verifica a punzonamento viene cautelativamente condotta considerando la massima reazione dei micropali ( $N = 603 \text{ kN}$ ) dedotta dall'analisi della palificata condotta con il software GROUP e presentata nella relazione APE a cui si rimanda per i dettagli.

#### VERIFICA A TAGLIO-PUNZONAMENTO DI PLINTO IN C.A. SENZA ARMATURA A TAGLIO

##### Caratteristiche materiali

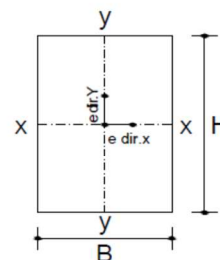
$R_{ck}$	35	$\text{N/mm}^2$	$\gamma_{acciaio}$	1.15	
$\gamma_c$	1.5		B450C	450	$\text{N/mm}^2$
$f_{ck}$	29	$\text{N/mm}^2$	$f_{cd}$	391.3	$\text{N/mm}^2$
$f_{cd}$	16.46	$\text{N/mm}^2$			

##### Sollecitazioni

N	603 kN	sforzo normale
$M_{x-x}$	0 kNm	Momento flettente intorno all'asse x-x
$M_{y-y}$	0 kNm	Momento flettente intorno all'asse y-y

##### Caratteristiche geometriche

B	210 mm	base pilastro (dimensione equivalente)
H	210 mm	altezza pilastro (dimensione equivalente)
s	1300 mm	spessore plinto
c	40 mm	copriferro netto del plinto
$d_x$	1248 mm	altezza utile dell'armatura soletta in dir. X
$d_y$	1226 mm	altezza utile dell'armatura soletta in dir. Y
d	1237 mm	altezza utile media



##### pilastro d'angolo

$u_0$	420 mm	perimetro linea di punzonamento posto a contorno pilastro
$u^*1$	4096 mm	perimetro linea di punzonamento ridotto posto a $2d$
$u_1$	4306 mm	perimetro linea di punzonamento posto a $2d$
$\beta$	1.50	fattore amplificativo che tiene conto dell'eccentricità

##### Armatura in direzione x e y

$A_{x,x}$	1Φ	24	passo	200	mm	$r_{l,x}$	0.0018
$A_{y,y}$	1Φ	20	passo	200	mm	$r_{l,y}$	0.0013
$r_l$	0.0015						percentuale geometrica di armatura media
k	1.40						

##### Calcolo a punzonamento lungo il contorno del pilastro

Tensione di punzonamento di progetto lungo il contorno del pilastro

$$v_{Ed} = 1.74 \text{ N/mm}^2$$

Massimo valore della resistenza a taglio-punzonamento

$$v_{Rd,max} = 4.12 \text{ N/mm}^2$$

$$v_{Ed} < v_{Rd,max} \quad \text{La verifica lungo il contorno del pilastro è soddisfatta}$$

##### Calcolo a punzonamento lungo il perimetro di verifica a distanza $2d$

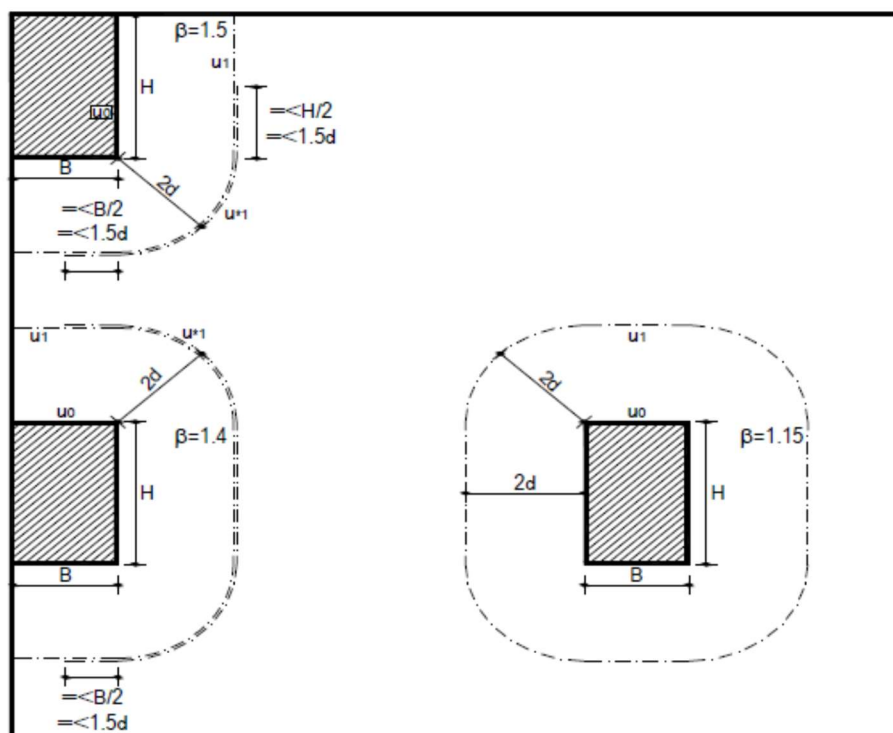
Tensione di punzonamento di progetto lungo il perimetro di verifica a distanza  $2d$

$$v_{Ed} = 0.18 \text{ N/mm}^2$$

Massimo valore della resistenza a taglio-punzonamento

$$v_{Rd,max} = 0.28 \text{ N/mm}^2$$

$$v_{Ed} < v_{Rd,max} \quad \text{La verifica lungo il perimetro posto a } 2d \text{ è soddisfatta}$$



La verifica è quindi soddisfatta.

• Verifica a mensola tozza

Data la geometria dell'avanzaterra, si conduce anche la verifica strutturale con schema tirante-puntone. Anche in questo caso la verifica viene cautelativamente condotta considerando la massima reazione dei micropali ( $N = 597$  kN) dedotta dall'analisi della palificata condotta con il software GROUP e presentata nella relazione APE a cui si rimanda per i dettagli.

**VERIFICA TIRANTE-PUNTONE**

F =	603 kN	Reazione micropalo
h =	1.30 m	Spessore plinto
c =	0.07 m	Copriferro all'asse della barra tesa
d =	1.23 m	Altezza utile plinto
a =	0.50 m	Distanza asse micropalo - filo elevazione
l =	0.75 m	$a + 0.2 \times d$
$\lambda = \cotg \psi =$	0.67	$l / (0.9 \times d)$
$\psi =$	56.0 °	= 0.98 rad

T =	406.4 kN	Azione nel tirante ( $F \times \lambda$ )
C =	727.1 kN	Azione nel puntone

*Verifica tirante*

Af =	18.10 cm <sup>2</sup> =	4 $\Phi$ 24
f <sub>y</sub> =	450 N/mm <sup>2</sup>	
$\gamma_s =$	1.15	
f <sub>yd</sub> =	391.3 N/mm <sup>2</sup>	
$\sigma_s =$	224.6 N/mm <sup>2</sup>	< f <sub>yd</sub> ok!

*Verifica puntone*

R <sub>ck</sub> =	35 N/mm <sup>2</sup>	
f <sub>c</sub> =	29.05 N/mm <sup>2</sup>	
f <sub>cd</sub> =	16.46 N/mm <sup>2</sup>	
l <sub>b</sub> =	0.40 m	larghezza appoggio
h <sub>c</sub> =	0.15 m	
c =	0.42 m	
a =	0.50 m	
$\sigma_c =$	3.5 N/mm <sup>2</sup>	< f <sub>cd</sub> ok!

*Verifica nodo*

a =	0.21 m	larghezza appoggio
b =	0.21 m	lunghezza appoggio
m =	1.00	coefficiente confinamento
c <sub>1</sub> =	0.75	coefficiente per ancoraggio con 1 tirante
$\Phi =$	0.90	coefficiente appoggio
$\sigma_c =$	13.67 N/mm <sup>2</sup>	< 19.61 N/mm <sup>2</sup> = f <sub>cu</sub> ok!

La verifica è quindi soddisfatta.

### 6.3.8 Analisi strutturale della sottofondazione (micropali)

L'analisi strutturale della sottofondazione (micropali) è riportata nella relazione APE a cui si rimanda per i dettagli. Nel seguito si riportano unicamente l'analisi dei carichi agenti sulla sottostruttura (valutati nel baricentro della zattera di fondazione con riferimento alle condizioni di carico elementari descritte nel precedente cap. 6.3.3), le corrispondenti combinazioni e le sollecitazioni risultanti utilizzate per l'analisi riportata nel citato documento.

**(C1): Pesì propri - strutturali e non**

Descrizione	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]
Fondazione	-0.65	0.00	195.00	0.00	0.00
Paramento	-4.90	1.53	170.76	0.00	-260.41
FOA	-8.49	1.53	6.60	0.00	-10.07
Zavorra lato valle	-1.90	2.50	24.00	0.00	-60.00
<b>TOTALE</b>			<b>396</b>	<b>0</b>	<b>-330</b>

**(C2): Zavorra stabilizzante**

Descrizione	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]
Zavorra a tergo	-4.90	-0.98	582	0	568

**(C3): Spinta delle terre - riposo**

			$H_{SPINTA}$ [m]			
Comb.	$k_0$	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]
M1	0.43	-2.83	0.00	0	307	-870
M2	0.51	-2.83	0.00	0	369	-1043

**(C4): Sovraccarico accidentale**

(C4): Sovraccarico accidentale			q [kN/m <sup>2</sup> ]	20	
Componente verticale	x <sub>G</sub> [m]	y <sub>G</sub> [m]	R <sub>x</sub> [kN/m]	R <sub>y</sub> [kN/m]	M <sub>z</sub> [kNm/m]
Sovraccarico accidentale (4a)	0.00	-0.98	81	0	79

Componente orizzontale	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]
Sovr. accidentale (4b) M1	-4.25	0.00	0	72	-307
Sovr. accidentale (4b) M2	-4.25	0.00	0	87	-369

**(C8a): Vento da fonte del rumore verso ricettore**

Componente orizzontale	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]
Vento X- (da fonte rumore)	-8.49	0.00	0	7	-80

**(C8b): Vento (Pressione dinamica veicolare)**

Componente orizzontale	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]
Vento X- (da fonte rumore)	-8.49	0.00	0	5	-60

**(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non**

$k_h$	0.296
$k_v$	0.148

**Sisma diretto verso l'alto: - kv**

Descrizione	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]
Fondazione	-0.65	0.00	-28.87	57.73	-37.53
Paramento	-4.90	1.53	-25.28	50.56	-208.93
FOA	-8.49	1.53	-0.98	1.96	-15.11
Zavorra a tergo	-4.90	-0.98	-86.21	172.43	-928.09
Zavorra lato valle	-1.90	2.50	-3.55	7.11	-4.62
<b>TOTALE</b>			<b>-145</b>	<b>290</b>	<b>-1194</b>

**Sisma diretto verso il basso: + kv**

Descrizione	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]
Fondazione c.a.	-0.65	0.00	28.87	57.73	-37.53
Paramento c.a.	-4.90	1.53	25.28	50.56	-286.03
FOA	-8.49	1.53	0.98	1.96	-18.09
Zavorra a tergo	-4.90	-0.98	86.21	172.43	-759.98
Zavorra lato valle	-1.90	2.50	3.55	7.11	-22.38
<b>TOTALE</b>			<b>145</b>	<b>290</b>	<b>-1124</b>

**(CS2): Spinta (dinamica) delle terre - attiva**

**Sisma diretto verso l'alto: - kv**

Comb.	$k_a$	$k_{AE}$	$S_a$ [kN/m]	$S_{AE}$ [kN/m]	$\Delta S$ [kN/m]	$x_G$ [m]	$M_z$ [kNm/m]
M1	0.27	0.52	195.33	321.74	126	-4.25	-537
M2	0.34	0.64	247.55	394.07	147	-4.25	-622

**Sisma diretto verso il basso: + kv**

Comb.	$k_a$	$k_{AE}$	$S_a$ [kN/m]	$S_{AE}$ [kN/m]	$\Delta S$ [kN/m]	$x_G$ [m]	$M_z$ [kNm/m]
M1	0.27	0.44	195.33	365.13	170	-4.25	-721
M2	0.34	0.54	247.55	446.69	199	-4.25	-845

Figura 6-20. Muri d'ala carreggiata sud – Analisi dei carichi agenti all'intradosso della fondazione

Nome	Descrizione			$\gamma$	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	$\psi_{sis}$
C1	Carichi permanenti - strutturali e non	G1	fav/sfav	1/1.35	\	\	\	\
C2	Zavorra stabilizzante a tergo spalla	G1	fav	1	\	\	\	\
C3	Spinta delle terre - riposo	G1	Sfav	1.35	\	\	\	\
C4a	Carichi variabili da traffico - Sovr. accidentale verticale su spalla	Qk	fav	0	0.75	0.75	0.2	0.2
C4b	Carichi variabili da traffico - Sovraccarico spingente su spalla	Qk	sfav	1.35	0.75	0.75	0.2	0.2
C8a	Vento (da fonte rumore verso ricettore)	Qk	sfav	1.5	0.6	0	0	0
C8b	Vento (pressione dinamica veicolare)	Qk	sfav	1.5	0.6	0	0	0
CS1 (-kv)	Forze inerzia legate a carichi strutturali e non (+kh / -kv)	G1sis	sfav	1	\	\	\	\
CS1 (+kv)	Forze inerzia legate a carichi strutturali e non (+kh / +kv)	G1sis	sfav	1	\	\	\	\
CS2 (-kv)	Spinta (dinamica) delle terre - attiva (-kv)	G1sis terre	sfav	1	\	\	\	\
CS2 (+kv)	Spinta (dinamica) delle terre - attiva (+v)	G1sis terre	sfav	1	\	\	\	\

RISULTANTI	C1			C2			C3			C4a			C4b		
	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]
Sottostruttura	396	0	-330	582	0	568	0	307	-870	81	0	79	0	72	-307
Totale	396	0	-330	582	0	568	0	307	-870	81	0	79	0	72	-307

RISULTANTI	C8a			C8b			CS1 (-kv)			CS1 (+kv)			CS2 (-kv)			CS2 (+kv)		
	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]	$R_x$ [kN/m]	$R_y$ [kN/m]	$M_z$ [kNm/m]
Sottostruttura	0	7	-80	0	5	-60	-145	290	-1194	145	290	-1124	0	126	-537	0	170	-721
Totale	0	7	-80	0	5	-60	-145	290	-1194	145	290	-1124	0	126	-537	0	170	-721

COMBINAZIONE	S.L.U. - PERSISTENTI								S.L.U. - SISMICA		SLE - RARA				SLE - FREQUENTE	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
C1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2	1.35	1.00	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C3	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C4a	1.35	0.00	1.35	0.00	1.35	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.75	0.00
C4b	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.20	0.20	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75
C8a	0.90	0.90	0.00	0.00	0.90	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
C8b	0.00	0.00	0.90	0.90	0.00	0.00	0.90	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.60	0.00	0.00
CS1 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Azioni di calcolo

COMBINAZIONE	S.L.U. - PERSISTENTI								S.L.U. - SISMICA		SLE - RARA				SLE - FREQUENTE	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
$N_{Ed}$	1431	1117	1431	1117	1088	979	1088	979	1124	834	1060	979	1060	1060	1040	979
$V_{Ed}$	519	519	518	518	519	519	518	518	781	738	384	384	383	383	362	362
$M_{Ed}$	-1234	-1540	-1217	-1522	-1317	-1424	-1300	-1406	-2539	-2425	-909	-988	-897	-897	-804	-863

[kN/m]

[kN/m]

[kNm/m]

Figura 6-21. Muri d'ala carreggiata sud – Combinazioni ed azioni di calcolo all'intradosso della fondazione