



CITTA' METROPOLITANA DI VENEZIA

Area Mobilità

Servizio Trasporti Eccezionali, Ponti e Piste Ciclabili

Ca' Corner, San Marco 2662 - 30124 Venezia (VE)
Via Forte Marghera, 191 - 30173 Mestre (VE)



PROGETTO DEFINITIVO–ESECUTIVO

INTERVENTI DI RISANAMENTO CONSERVATIVO E CONSOLIDAMENTO STRUTTURALE
PATRIMONIO PONTI LUNGO LE STRADE PROVINCIALI (MIT PONTI 2023)
S.P.90 "ERACLEA–MARE" – MANUFATTO ID 040
PONTE SUL CANALE REVEDOLI IN COMUNE DI ERACLEA

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROGETTO
Arch. Alberta Parolin

SUPPORTO AL RUP
Arch. Francesca Finco

Ponte sul canale Revedoli
Comune di Eraclea (VE)

SP90 "ERACLEA MARE"

PROGETTAZIONE
REFERENTE DI PROGETTO:
Ing. Gianluca Sartori
COLLABORATORI:
Geom. Giovanni Greco
Ing. Sara Brollo



BS progetti S.r.l.
via Roma n. 130
30030 - Pianiga [VE]
t. [+39] 041 5195480
P. IVA 04095420271
www.bs-eng.net
info@pec.bs-eng.net
info@bs-eng.net

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE
STRUTTURE

REV.	DESCRIZIONE	DATA
00	EMISSIONE	19/03/2024
01	EMISSIONE	31/07/2024

PE–RCS

SCALA: –

Sommario

1. PREMESSA	6
1.1. Descrizione dell'opera	7
1.2. Stato di conservazione e indagini	12
1.2.1. Spalle e Pile	12
1.2.2. Impalcato	13
1.2.3. Indagine eseguite	13
2. NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO	15
2.1. Generali	15
2.2. Linee Guida Ministeriali	15
2.3. Azioni sulle strutture	15
2.4. Norme specialistiche sul calcestruzzo	15
2.5. Eurocodici	15
2.5.1. Eurocodice – Criteri generali di progettazione strutturale.....	16
2.5.2. Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture	16
2.5.3. Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo	16
3. DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	17
4. MATERIALI ESISTENTI E CAMPAGNE INDAGINI	18
4.1. Introduzione	18
4.2. Considerazioni sui materiali dell'epoca	18
4.2.1. Calcestruzzi.....	18
4.2.2. Acciai da armatura lenta	18
4.3. Materiali desunti dai prelievi in sito	20
4.3.1. Livello di conoscenza e fattori di confidenza.....	22
4.3.2. Calcestruzzo travi	23
4.3.3. Calcestruzzo trasversi.....	24
4.3.4. Calcestruzzo soletta.....	24
4.3.5. Calcestruzzo Pila/Spalle	25
4.3.6. Acciaio	26
4.4. Sunto delle proprietà meccaniche dei materiali	27
4.5. Legami costitutivi	27
4.5.1. Calcestruzzo	27
4.5.2. Acciaio ordinario	28
5. MATERIALI PER INTERVENTI	28

Modello documento		RCS	Pagina		1 di 120
Rev.	Data	Oggetto della Revisione	Redatto	Verificato	Approvato
01	31/07/2024	Emissione	SB	GS	GS



5.1. Calcestruzzo fibrorinforzato	28
5.2. Acciaio	28
5.2.1. Acciaio ordinario per armatura	28
5.2.2. Acciaio per carpenteria tipo S355J2.....	29
5.2.3. Barre filettate, bulloni, dadi e rosette	29
5.3. Resine per post installazione di barre	29
6. CODICI DI CALCOLO	30
6.1. Sismicad 12.23	30
6.1.1. Specifiche tecniche	30
6.2. VCA SLU	31
6.3. Affidabilità dei codici di calcolo	31
7. ANALISI DEI CARICHI	32
7.1. Pesi Propri: G_1	32
7.2. Cordolo, guard-rail, sottoservizi e pavimentazione: G_2	32
7.3. Azioni Accidentali	32
7.3.1. Carichi verticali da traffico: q_1, Q_1	32
7.3.2. Azione longitudinale di frenamento o accelerazione: q_3	33
7.3.3. Azione centrifuga: q_4	34
7.3.4. Azione del vento: q_5	34
7.3.5. Variazione termica: q_7	36
8. MODELLAZIONE NUMERICA	38
8.1. Descrizione del modello F.E.M. degli impalcati	38
8.2. Descrizione del modello F.E.M. globale	41
8.3. Combinazioni di carico	41
8.4. Giudizio motivato	42
8.4.1. Impalcato	42
8.4.2. Modello Globale.....	44
9. VERIFICHE STRUTTURALI	47
9.1. Approccio di verifica strutturale	47
9.2. Condizione di ponte adeguato	47
9.2.1. Impalcato	47
9.2.2. Pile e spalle – sollecitazioni e verifica	79
9.2.3. Verifica del sistema di fondazioni	90

9.3. Condizione di ponte operativo	110
9.3.1. Sezione in mezzzeria	110
10. INTERVENTI PREVISTI	112
10.1. Ripristino superficiale degli elementi in calcestruzzo armato degradati	112
10.2. Consolidamento del terreno a ridosso della spalla	113
10.3. Rifacimento della pavimentazione stradale	113
10.4. Sostituzione dei giunti a tampone	114
10.5. Nuovo sistema di regimentazione delle acque piovane	115
10.6. Spostamento del palo di illuminazione	116
10.7. Realizzazione collegamento tra barriere stradali	116
11. CONCLUSIONI	120

Indice delle figure

FIGURA 1 – ARMATURA TRAVE	8
FIGURA 2 – PARTICOLARE SELLA GERBER	9
FIGURA 3 – DIMENSIONI E ARMATURE DEI TRAVERSI.....	9
FIGURA 4 – DIMENSIONI E ARMATURE DEI TRAVERSI.....	10
FIGURA 5 – DIMENSIONI E ARMATURE DEI TRAVERSI.....	10
FIGURA 6 – APPOGGI PILE: FISSI E MOBILI.....	11
FIGURA 7 – APPOGGI MOBILI SPALLE	11
FIGURA 8 – DIMENSIONI E ARMATURE DELLA SOLETTA	12
FIGURA 9 – FOTO SPALLA.....	12
FIGURA 10 – FOTO PILA.....	12
FIGURA 11 – FESSURA ORIZZONTALE	13
FIGURA 12 – DISTRIBUZIONE DELLE INDAGINI	14
FIGURA 13 – ESTRATTO PROVE DI ROTTURE DEL CALCESTRUZZO (CERTIFICATO N.25849 DEL 09/11/2023)	20
FIGURA 14 – ESTRATTO PROVE SONREB	20
FIGURA 15 – ESTRATTO PROVE SCLEROMETRICHE	21
FIGURA 16 – ESTRATTO PROVE DI ROTTURE A TRAZIONE BARRE (CERTIFICATO N.25892 DEL 16/11/2023).....	21
FIGURA 17 – ESTRATTO PROVE DI DUREZZA CON MICRODUROMETRO VICKERS	21
FIGURA 18 – ESTRATTO DA NORMA §4.1.2.1.2 NTC18.....	27
FIGURA 19 – ESTRATTO DA NORMA §4.1.2.2.2 NTC18.....	28
FIGURA 20 – ESTRATTO §5.1.3.3 DELLE NTC2018	33
FIGURA 21 - MODELLO FEM IMPALCATO (SISMICAD)	38
FIGURA 22 – SEZIONI DEGLI ELEMENTI CHE COMPONGONO L’IMPALCATO (SISMICAD).....	40
FIGURA 23 – ESTRATTO DEL MODELLO FEM DELLE SOLE TRAVI (SISMICAD)	40
FIGURA 24 – ESTRATTO DEL MODELLO FEM GLOBALE (SISMICAD).....	41
FIGURA 25: REAZIONI PERMANENTI STRUTTURALI.....	43
FIGURA 26: REAZIONI PERMANENTI PORTATI.....	44
FIGURA 27: REAZIONI PERMANENTI STRUTTURALI.....	45
FIGURA 28: REAZIONI PERMANENTI PORTATI.....	46
FIGURA 29 – VISTA LATERALE E SEZIONI DA PROGETTO ORIGINALE	49
FIGURA 30: MOMENTO M3 MASSIMO (SLU)	49
FIGURA 31: TAGLIO F2 MASSIMO (SLU)	50
FIGURA 32: MOMENTO M3 MASSIMO (SLU)	50
FIGURA 33: TAGLIO F2 MASSIMO (SLU)	51
FIGURA 34: MOMENTO M3 MASSIMO (SLU)	51
FIGURA 35: TAGLIO F2 MASSIMO (SLU)	52
FIGURA 36 – ARMATURA TRAVERSO SU SPALLA DA PROGETTO ORIGINALE	58
FIGURA 37 – ARMATURA TRAVERSO TRA SPALLA E PILA DA PROGETTO ORIGINALE	58
FIGURA 38 – ARMATURA TRAVERSO SU PILA DA PROGETTO ORIGINALE.....	59
FIGURA 39 – ARMATURA TRAVERSO SULLA MEZZERIA DA PROGETTO ORIGINALE.....	59
FIGURA 40: MOMENTO M3 MASSIMO (SLU)	60
FIGURA 41: TAGLIO F2 MASSIMO (SLU)	60
FIGURA 42: MOMENTO M3 MASSIMO (SLU)	61
FIGURA 43: TAGLIO F2 MASSIMO (SLU)	61
FIGURA 44 – SEZIONE SOLETTA DA PROGETTO ORIGINALE	65
FIGURA 45: DIFFUSIONE DEI CARICHI CONCENTRATI NELLE SOLETTE E SCHEMA DI CARICO 2.....	65
FIGURA 46: TENSIONI	67
FIGURA 47: DIAGRAMMA M-N	68

Modello documento		RCS	Pagina		4 di 120
Rev.	Data	Oggetto della Revisione	Redatto	Verificato	Approvato
01	31/07/2024	Emissione	SB	GS	GS

FIGURA 48: ARMATURA SOLETTA	71
FIGURA 49 – ARMATURA PILA DA PROGETTO ORIGINALE	79
FIGURA 50 – ARMATURA SPALLE DA PROGETTO ORIGINALE	80
FIGURA 51 – SOLLECITAZIONE ALLO SLU (M3)	80
FIGURA 52 – SOLLECITAZIONE ALLO SLU (M2)	81
FIGURA 53 – PILA ERACLEA - VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE SLU	81
FIGURA 54 – PILA ERACLEA MARE - VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE SLU.....	81
FIGURA 55 – SPALLA ERACLEA - VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE SLU	82
FIGURA 56 – SPALLA ERACLEA MARE - VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE SLU	83
FIGURA 57 – SOLLECITAZIONE ALLO SLU (F2)	83
FIGURA 58 – SOLLECITAZIONE ALLO SLU (F3)	84
FIGURA 59 – PILA ERACLEA- VERIFICHE A TAGLIO SLU	84
FIGURA 60 – PILA ERACLEA MARE- VERIFICHE A TAGLIO SLU	85
FIGURA 61 – SPALLA ERACLEA - VERIFICHE A TAGLIO SLU	86
FIGURA 62 – SPALLA ERACLEA MARE - VERIFICHE A TAGLIO SLU	88
FIGURA 63 - ELABORAZIONE STRATIGRAFICA DA PROVE IN SITO	91
FIGURA 64 - PARAMETRI GEOTECNICI DI RIFERIMENTO	92
FIGURA 65 - MODELLO DI CALCOLO SU INTERPRETAZIONE STRATIGRAFICA	93
FIGURA 66 - PORTANZA CON FORMULE STATICHE	95
FIGURA 67 - CALCOLO MOMENTO DI PLASTICIZZAZIONE	96
FIGURA 68 - CALCOLO DELLA PORTATA VERTICALE DI GRUPPO	97
FIGURA 69 - CALCOLO DEL CEDIMENTO CON IL METODO DI FLEMING (1992)	98
FIGURA 70 - FUSI GRANULOMETRICI SUSCETTIBILI DI LIQUEFAZIONE.....	99
FIGURA 71 - CLASSIFICAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE DI UN TERRENO	100
FIGURA 72 - CLASSIFICAZIONE DEI TERRENI DA CPTU DI ROBERTSON (CPTU01 – SP90).....	101
FIGURA 73- CLASSIFICAZIONE DEI TERRENI DA CPTU DI ROBERTSON (CPTU02 – SP90)	101
FIGURA 74 - MAPPA DI PERICOLOSITÀ SISMICA (INGV) - HTTP://ESSE1-GIS.MI.INGV.IT/	106
FIGURA 75 - MAPPA DEI TERREMOTI CON EPICENTRO IN VENETO DA INGV E IDENTIFICAZIONE DELL'AREA DI INTERESSE	107
FIGURA 76 - ELABORAZIONE POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE_PONTE SU SP90 DA CPTU01	108
FIGURA 77 - ELABORAZIONE POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE_PONTE SU SP90 DA CPTU02	108
FIGURA 78: MOMENTO M3 MASSIMO (SLU)	110
FIGURA 79 – RIPRISTINI CORTICALI CALCESTRUZZO	113
FIGURA 80 – RIFACIMENTO PAVIMENTAZIONE STRADALE	113
FIGURA 81 – SOSTITUZIONE DEI GIUNTI	114
FIGURA 82 – COPRIVARCO	115
FIGURA 83 – PIANTA SCARICHI ACQUA DI PIATTAFORMA	115
FIGURA 84 – DETTAGLIO PLUVIALI	115
FIGURA 85 – ASSENZA RACCORDO BARRIERE STRADALI IN CORRISPONDENZA SPALLA 1.....	116
FIGURA 86 – ASSENZA RACCORDO BARRIERE STRADALI IN CORRISPONDENZA SPALLA 2.....	117
FIGURA 87 – ASSENZA RACCORDO DELLA BANDELLA SUPERIORE DELLA BARRIERA STRADALE H2BP CON IL MONTANTE DELLA BARRIERA H2BL (CORSIA DIREZIONE ERACLEA MARE).....	117
FIGURA 88 – SCHEDA TECNICA BARRIERA BORDO PONTE - FRACASSO.....	118

1. PREMESSA

Il presente elaborato costituisce la Relazione di Calcolo delle Strutture, comprensiva delle analisi e verifiche condotte in accordo con le prescrizioni contenute nel paragrafo 10.1 del Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni”. Relativamente alle opere in oggetto, il documento descrive le modalità operative di applicazione della normativa vigente.

La presente relazione illustra quindi le scelte metodologiche, materiche, strutturali, normative e di calcolo che hanno portato alle valutazioni e interventi delle opere in oggetto. Nei paragrafi seguenti verranno esplicitate le verifiche più significative sui principali elementi strutturali e il dimensionamento degli interventi da eseguire al fine di garantire la vulnerabilità statica e la conservazione storica dell’opera, anche nelle more delle prescrizioni della Circolare n. 26/2010 del MiBACT e relativi allegati sulle “Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischi sismico del patrimonio culturale allineate alle nuove norme tecniche sulle costruzioni”.

Valutazione di sicurezza

Come stabilito al §5.2 della relazione preliminare dello Studio di fattibilità tecnico-economica e di vulnerabilità sismica del Ponte della libertà e rampa Tronchetto a Venezia, di cui si riporta il passo:

“Il calcolo del parametro ζ_E è previsto per le sole valutazioni del livello di sicurezza secondo le Norme Tecniche vigenti (Adeguamento), ma non nei livelli successivi (livelli di analisi Operatività e Transitabilità) i quali si concentrano sulla valutazione di sicurezza nei confronti delle sole azioni statiche e geotecniche.

	Obiettivi	Carichi da traffico	t_{ref}
COMPLETA ADEGUATEZZA Valutazione del livello di sicurezza secondo le norme attuali (NTC 2018)	Valutazione del livello di sicurezza strutturale, sismico e idraulico (alluvioni e frane) come previsto dalle NTC 2018, con eventuale riduzione fattori parziali carichi permanenti	Schemi convenzionali previsti dalle NTC 2018	Vita nominale (V_s) come da NTC 2018

Se il livello di sicurezza strutturale (statica/geotecnica) è insufficiente rispetto alle NTC

OPERATIVITA'	Valutazione del livello di sicurezza strutturale con t_{ref} ridotto e fattori parziali ridotti	Schemi da NTC 2018, con fattori parziali ridotti	30 anni
TRANSITABILITA' NTC 2018 (Immediata transitabilità 1)	Valutazione del livello di sicurezza strutturale con t_{ref} ulteriormente ridotto imponendo restrizioni all'uso del ponte e fattori parziali ridotti	Schemi da NTC 2018, con restrizioni di uso e fattori parziali ridotti	5 anni
TRANSITABILITA' CdS • PESANTE • INTERMEDIA • LEGGERA • AUTOVEICOLI (Immediata transitabilità 2)	Valutazione del livello di sicurezza strutturale con t_{ref} ulteriormente ridotto, imponendo limitazione dei carichi secondo CdS e con relativi fattori parziali ridotti	Schemi da CdS con relativi fattori parziali ridotti	5 anni

Nella presente relazione si effettua una valutazione di sicurezza in cui si stabilisce il livello di sicurezza dell’opera, nel caso in cui l’opera risulta Adeguata in tutte le sue singole componenti si procede alle analisi sismiche dell’opera, mentre se ha un livello di sicurezza inferiore (Operativo, Transitabile NTC18 e Transitabile

con Carichi da Codice della Strada) si prevede la sola analisi statica dell'opera e per gli elementi carenti in termini di sicurezza si prevede un eventuale intervento di ripristino locale al fine di ristabilirne la capacità.

Interventi di riparazione

Gli interventi che si effettuano sull'opera si configurano come interventi locali, poiché non cambiano il comportamento globale della struttura e sono volti a ripristinare, la configurazione precedente il degrado, degli elementi danneggiati (capitolo §8.4.1. NTC18), per cui il progetto e la valutazione della sicurezza potranno essere riferiti alle sole parti e/o elementi interessati, documentando le carenze strutturali riscontrate e dimostrando che, rispetto alla configurazione precedente al danno, al degrado o alla variante, non vengano prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme e che gli interventi non comportino una riduzione dei livelli di sicurezza preesistenti.

Si specifica che vista la tipologia di intervento, inquadrabile come ripristino e rinforzo locale (NTC2018 § 8.4.1), le verifiche sono limitate alle sole parti interessate dall'intervento per cui non è necessario eseguire verifiche di natura sismica dello stato di progetto.

1.1. Descrizione dell'opera

Il ponte oggetto dell'appalto si trova nel territorio del Comune di Eraclea, lungo la strada provinciale S.P.90 al km 5+242. Tale opera rappresenta l'elemento di giunzione tra Eraclea città ed Eraclea mare; pertanto nel periodo estivo questo tratto di strada risulta essere molto trafficato.

Si tratta di un ponte in calcestruzzo armato, a tre campate, a via superiore, con impalcato in c.a. ordinario a graticcio di travi e traversi, sostenuto da due pile centrali e spalle laterali.

Il ponte fu costruito, dall'impresa Giuseppe Perale, tra il 1963 ed il 1964 sulla base del progetto redatto alla fine dell'anno 1962, a cura dell'Ufficio Tecnico dell'Amministrazione Provinciale di Venezia.

Il 16 giugno 1965 il ponte fu assoggettato ad una prova di carico ed il 29 luglio 1965 fu emesso, con esito positivo, il Certificato di Collaudo Statico.

Nel 2008 sono stati eseguiti degli interventi di ripristino all'estradosso dell'opera: è stato ricostruito il cordolo con una larghezza pari a 0.60m ed un'altezza di 0.10m, è stata installata una nuova barriera di sicurezza H2 BP W5 e sono stati sostituiti i giunti di dilatazione.

L'opera è costituita da 3 campate con una lunghezza totale di circa 68.70m. la larghezza di ogni carreggiata è par a circa 9.70m a cui si aggiungono lateralmente i cordoli con una larghezza di 0.60m. Le campate laterali presentano delle travi con sezioni a cassone, nella campata laterale invece le travi sono a sezione rettangolare variabile di larghezza 0.40m. Tutte le travi sono collegate trasversalmente da traverso e da una soletta in calcestruzzo ad altezza variabile. Le travi hanno un'altezza variabile da un minimo di 1.00m ad un massimo di 2.10m.

Modello documento		RCS	Pagina		7 di 120
Rev.	Data	Oggetto della Revisione	Redatto	Verificato	Approvato
01	31/07/2024	Emissione	SB	GS	GS

Si riportano di seguito immagini da archivio dell'elemento.

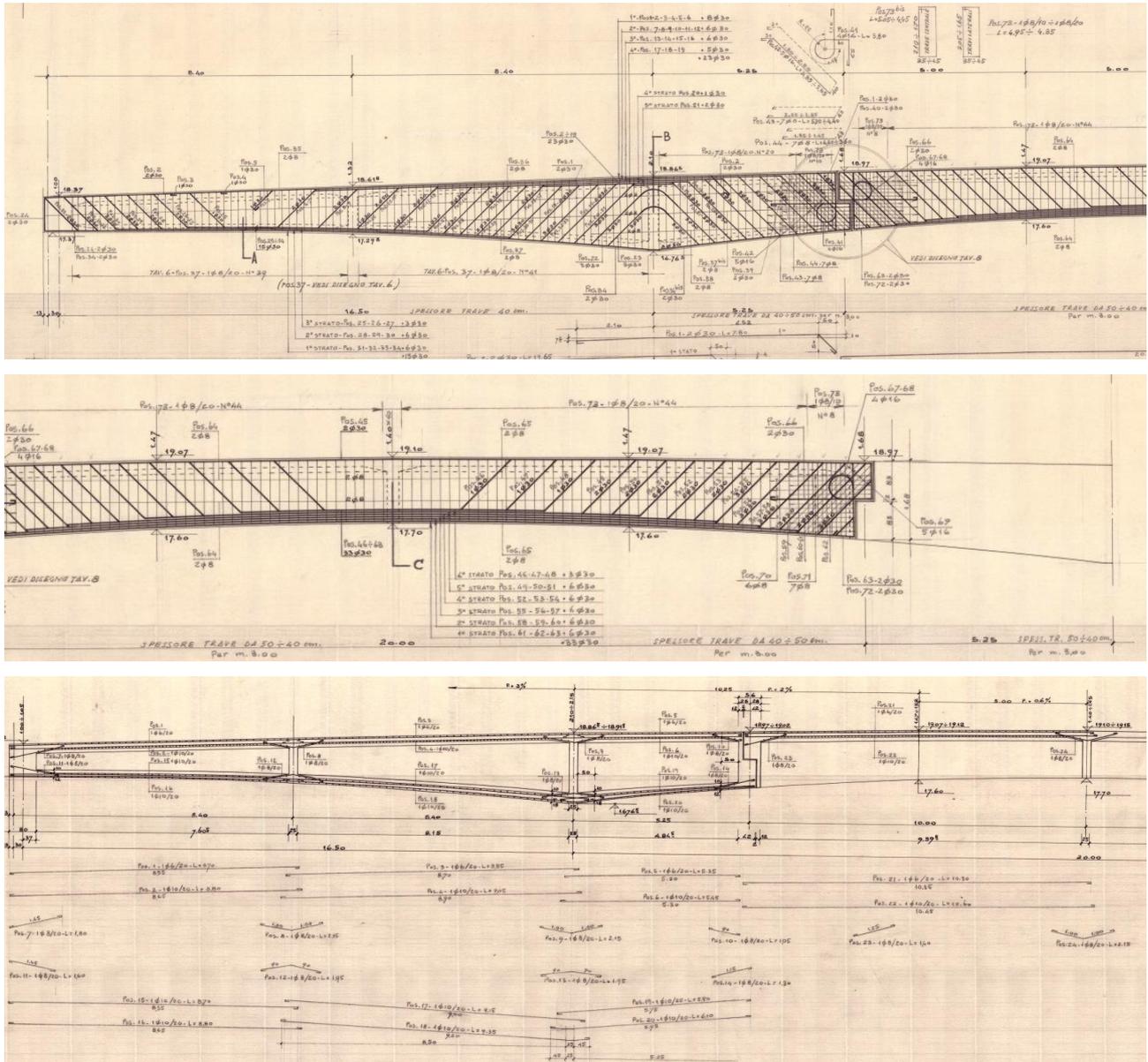


Figura 1 – Armatura trave

L'impalcato non è realizzato come una trave continua, ma realizzato in tre campate, a loro volta connesse tra di loro con delle selle di tipo Gerber. Le selle presentano traversi continui lungo tutto lo sviluppo trasversale dell'impalcato.

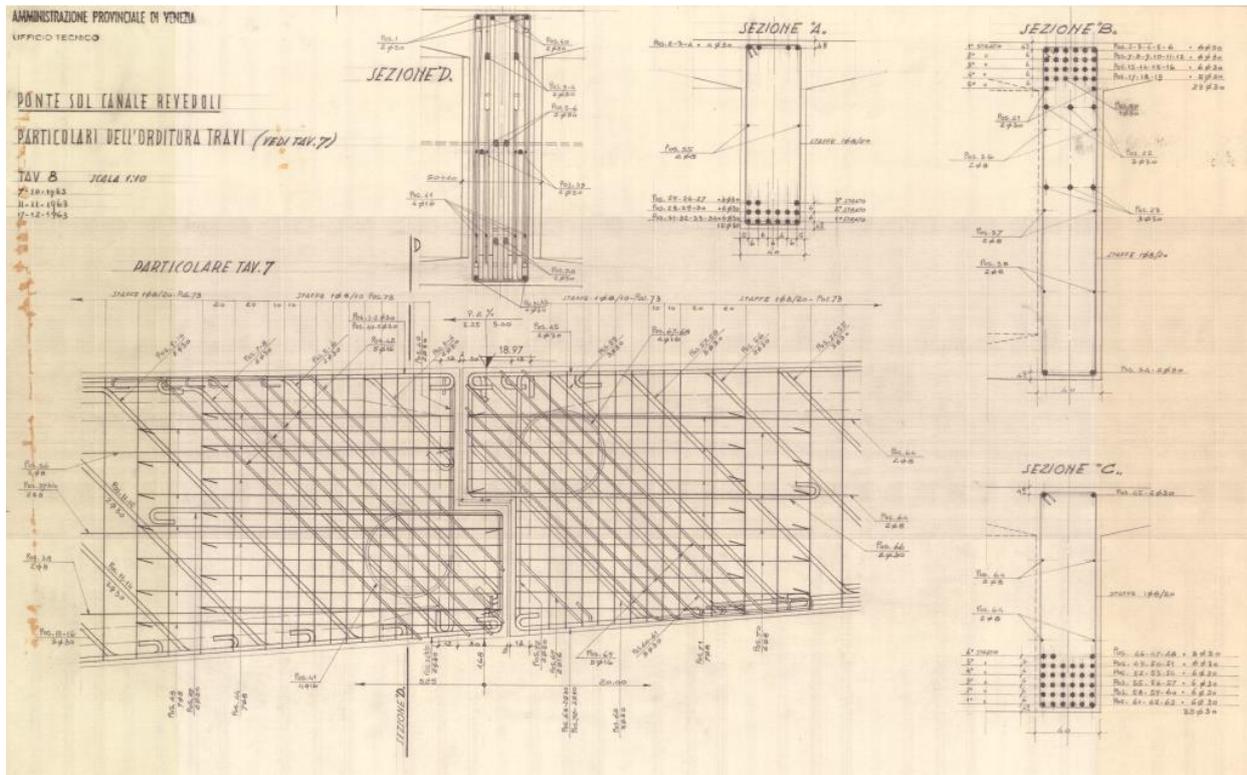


Figura 2 – Particolare sella Gerber

I traversi sono di diverse tipologie: quelli sulla spalla di spessore 0.80m e altezza 1.00m, quelli intermedi tra la spalla e la pila di spessore 0.25m e altezza 1.32m, quelli in corrispondenza della pila larghi 0.25m ed alti 2.10m; infine i traversi nella mezzeria del ponte con spessore 0.25m ed altezza 1.40m. Si riportano di seguito immagini da archivio dell'elemento.

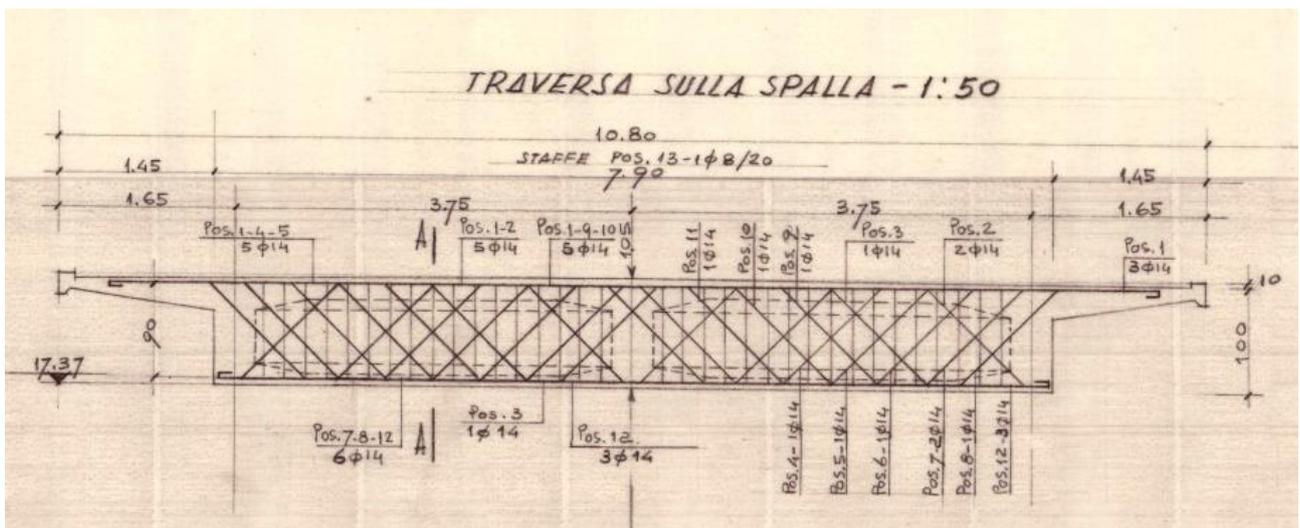


Figura 3 – Dimensioni e armature dei traversi

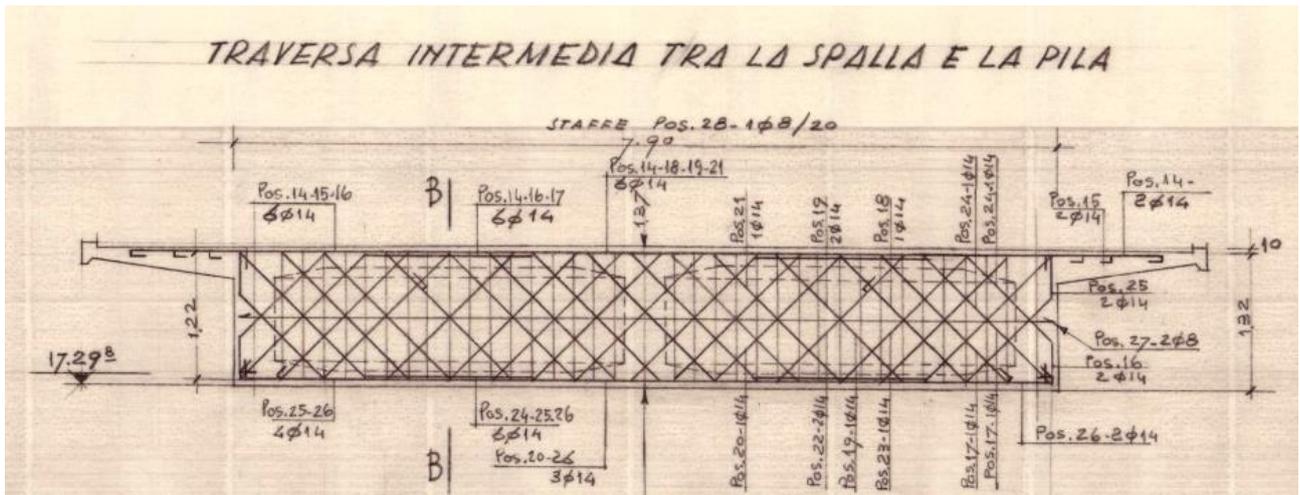


Figura 4 – Dimensioni e armature dei traversi

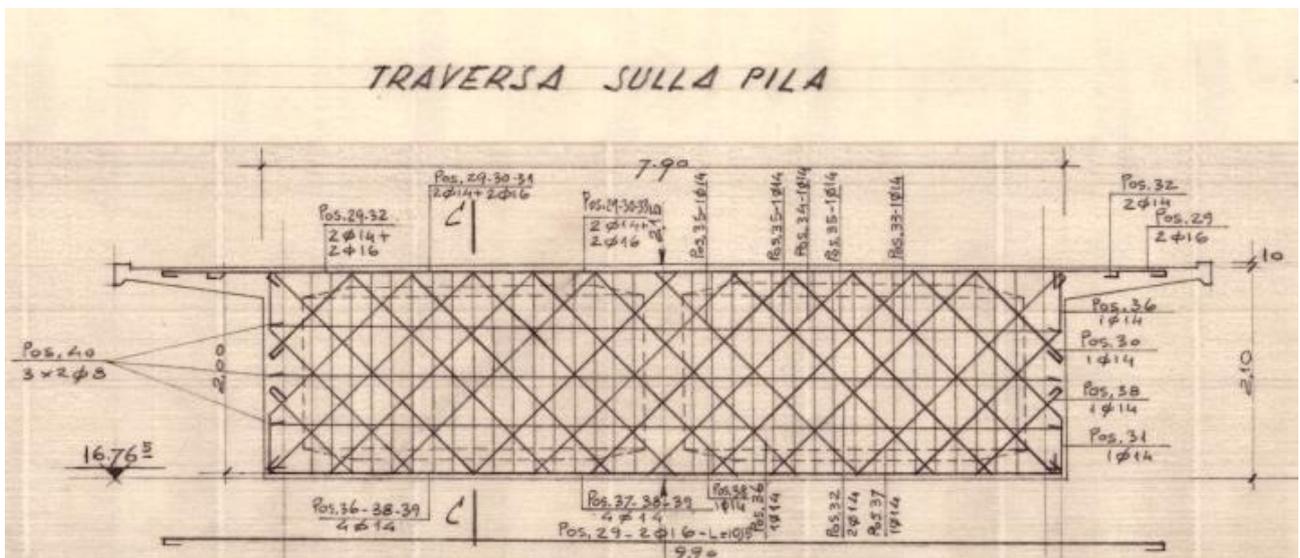


Figura 5 – Dimensioni e armature dei traversi

Le geometrie e la disposizione delle armature per entrambi gli elementi sono state confermate della campagna indagine.

L'impalcato poggia sulle pile e sulle spalle per mezzo di appoggi riportati nel seguito:

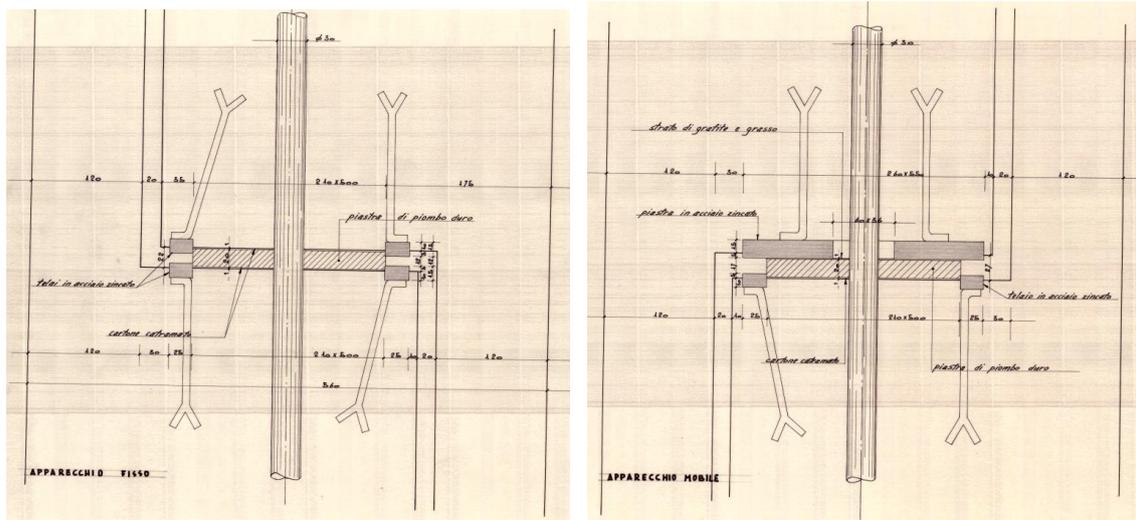


Figura 6 – Appoggi pile: fissi e mobili

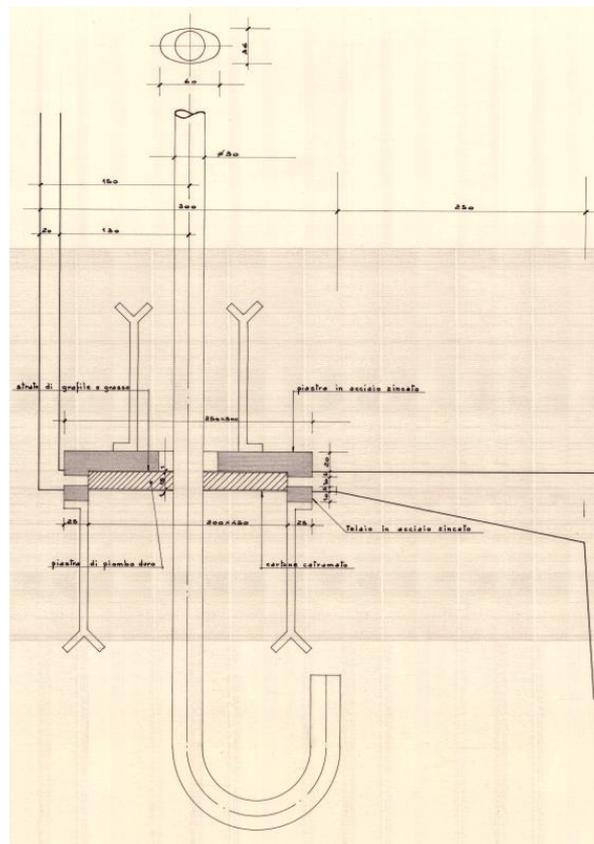


Figura 7 – Appoggi mobili spalle

La soletta in calcestruzzo armato si presenta con una larghezza pari a 10.90m e spessore variabile da 0.30m a 0.19m. al di sopra della soletta posa la pavimentazione stradale di spessore pari a circa 0.10m. Si riporta di seguito immagini da archivio dell'elemento.

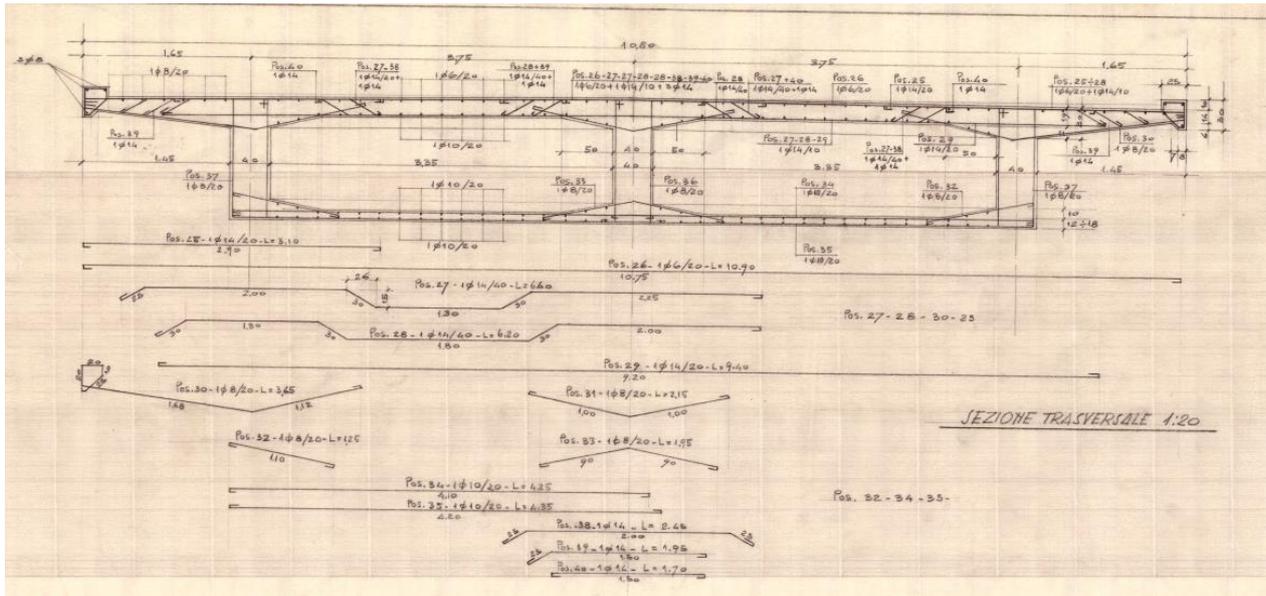


Figura 8 – Dimensioni e armature della soletta

1.2. Stato di conservazione e indagini

Lo stato di conservazione del manufatto è stato analizzato nel corso della campagna di indagine del 2023 mostrando difettosità circa lo stato di salute dell'opera. Si riporta estratti dell'ispezione visiva eseguita nel 2022 distinguendo le difettosità individuate delle strutture.

1.2.1. Spalle e Pile

Seguono illustrazioni delle spalle e delle pile.



Figura 9 – Foto spalla



Figura 10 – Foto pila

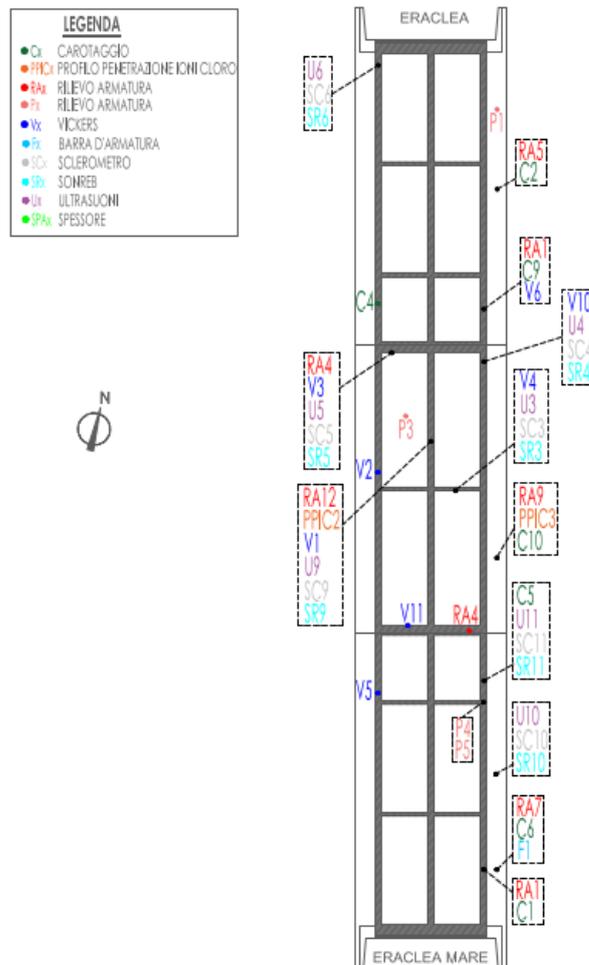


Figura 12 – Distribuzione delle indagini

Sono state eseguite le seguenti indagini e prove:

- N° 13 scarifiche per il rilievo diretto delle armature su elementi in c.a.;
- N° 5 pacometri per il rilievo diretto delle armature su elementi in c.a.;
- N° 13 carotaggi Ø100 mm e successive prove di compressione in laboratorio;
- N° 13 prove di carbonatazione su provini in c.a.;
- N° 12 indagini ultrasoniche su elementi in calcestruzzo;
- N° 12 combinazioni SonReb su elementi in calcestruzzo;
- N° 3 prelievi e successiva analisi del profilo di penetrazione Ioni Cloruro;
- N° 2 prelievi di barre d'armatura e successive prove di trazione in laboratorio;
- N° 12 indagini Vickers su barre 'armatura dopo scarifica su elemento in c.a.;
- N° 2 indagini endoscopiche su selle Gerber;
- N° 2 campagne fotografiche su cassoni.

2. NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO

La presente relazione espone le analisi e le calcolazioni degli interventi da eseguire sull'opera, ai sensi del DM 17 gennaio 2018 (parte relativa ai ponti delle strutture) costituenti il Lotto 1 del Ponte della Libertà.

2.1. Generali

D.M. 17/01/18 Testo Unico	Norme tecniche per le costruzioni
Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL. PP	Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
D.Lgs. 09/04/2008, n.81	Testo Unico sulla salute e sicurezza sui luoghi di lavoro
DM 11/10/2017	Criteri ambientali minimi per l'affidamento di servizi di progettazione e lavori per la nuova costruzione, ristrutturazione e manutenzione di edifici pubblici
Regio Decreto del 16/11/1939	Norme per la esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od armato.

2.2. Linee Guida Ministeriali

LL.GG 2020 del 17/04/2020	Linee guida per la valutazione della sicurezza dei ponti esistenti – Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici
---------------------------	--

2.3. Azioni sulle strutture

D.M. 17/01/18 Testo Unico	Norme tecniche per le costruzioni
---------------------------	-----------------------------------

2.4. Norme specialistiche sul calcestruzzo

UNI EN 12390-3	Prove sul calcestruzzo indurito - Parte 3: Resistenza alla compressione dei provini
UNI EN 12390-5/2019	Prove sul calcestruzzo indurito - Parte 5: Resistenza a flessione dei provini
UNI EN 12390-13/2021	Testing hardened concrete - Part 13: Determination of secant modulus of elasticity in compression
UNI EN 12190/2000	Prodotti e sistemi per la protezione e la riparazione delle strutture di calcestruzzo - Metodi di prova - Determinazione della resistenza a compressione delle malte da riparazione

2.5. Eurocodici

Verranno utilizzati gli Eurocodici come supporto per le procedure di calcolo non esplicitamente normate nelle Norme Tecniche 2018.

Modello documento	RCS	Pagina	15 di 120
Rev.	Data	Oggetto della Revisione	Redatto Verificato Approvato
01	31/07/2024	Emissione	SB GS GS

2.5.1. Eurocodice – Criteri generali di progettazione strutturale

UNI EN 1990	Eurocodice - Criteri generali di progettazione strutturale
-------------	--

2.5.2. Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture

UNI EN 1991-1-1	Parte 1-1: Azioni in generale – Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici
UNI EN 1991-1-2	Parte 1-2: Azioni in generale – Azioni sulle strutture esposte al fuoco
UNI EN 1991-1-3	Parte 1-3: Azioni in generale – Carichi da neve
UNI EN 1991-1-4	Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento
UNI EN 1991-1-5	Parte 1-5: Azioni in generale – Azioni termiche
UNI EN 1991-1-6	Parte 1-6: Azioni in generale – Azioni durante la costruzione
UNI EN 1991-1-7	Parte 1-7: Azioni in generale – Azioni eccezionali
UNI EN 1991-2	Parte 2: Carichi da traffico sui ponti
UNI EN 1991-3	Parte 3: Azioni indotte da gru e da macchinari

2.5.3. Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo

UNI EN 1992-1-1	Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
UNI EN 1992-1-2	Parte 1-2: Regole generali – Progettazione strutturale contro l'incendio
UNI EN 1992-2	Parte 2: Ponti di calcestruzzo – Progettazione e dettagli costruttivi

3. DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

La documentazione di riferimento consultata consiste nei seguenti elaborati.

- Relazione per la valutazione della sicurezza eseguita nel 2019;
- Relazione descrittiva del piano di indagini e prove sulle strutture;
- Tavole progettuali derivanti da archivio storico di Venezia;
- Foto derivanti da ispezioni visive eseguite nel 2017 e 2022.

Per il dettaglio degli elaborati disponibili si veda la relazione tecnico illustrativa allegata al presente progetto.

Modello documento	RCS	Pagina	17 di 120
Rev.	Data	Oggetto della Revisione	Redatto Verificato Approvato
01	31/07/2024	Emissione	SB GS GS

4. MATERIALI ESISTENTI E CAMPAGNE INDAGINI

4.1. Introduzione

Nei successivi paragrafi verranno esaminati nel dettaglio le documentazioni disponibili relative alle campagne di indagine al fine di definire opportunamente lo stato di conservazione e le resistenze dei materiali da utilizzarsi nelle verifiche di sicurezza dell'opera. Nel corso del 2023, si è effettuata una campagna di indagine come è stato riassunto nel §1.2. Si procede dunque a vedere nel dettaglio le risultanze delle campagne sopra esposte. Nel caso delle prove meccaniche sui materiali si è proceduto all'elaborazione delle stesse in accordo alle Linee Guida 2020.

4.2. Considerazioni sui materiali dell'epoca

4.2.1. Calcestruzzi

Per quanto concerne i cementi si riferivano al R.D.L. 16.11.1939. Si richiama il testo del R.D.L. 16.11.1939 Capo II articolo 4.

A) Cementi:	
a) b) c) idraulico normale (Portland), pozzolanico e d'alto forno.	
Resistenza a trazione (su malta normale):	
dopo 7 giorni	kg/cm ² 26
» 28 »	» 32
Resistenza a pressione (su malta normale):	
dopo 7 giorni	kg/cm ² 380
» 28 »	» 500
a') b') c') idraulico normale (Portland), pozzolanico e d'alto forno ad alta resistenza.	
Resistenza a trazione (su malta normale):	
dopo 3 giorni	kg/cm ² 21
» 7 »	» 31
» 28 »	» 37

Resistenza a pressione (su malta normale):	
dopo 3 giorni	kg/cm ² 290
» 7 »	» 500
» 28 »	» 680
d) alluminoso.	
Resistenza a trazione (su malta normale):	
dopo 24 ore	kg/cm ² 27
» 3 giorni	» 32
» 28 »	» 42
Resistenza a pressione (su malta normale):	
dopo 24 ore	kg/cm ² 350
» 3 giorni	» 375
» 28 »	» 750

In esso erano previsti i seguenti cementi (nell'ultima colonna è riportata una stima di confronto con i cementi odierni).

Denominazione (R.D.L. 16.11.1939)	Resistenza minima a compressione a 28gg su campioni realizzati in malta battuta. (R.D.L. 16.11.1939)	Stima comparazione con campioni realizzati con malta plastica (v. "Il cemento armato" di Enrico Pozzi edito da UTET)
Cemento Normale	500kg/cm ² \cong 60 N/mm ²	\cong 32.5 N/mm ²
Cemento Alta Resistenza	680kg/cm ² \cong 68 N/mm ²	\cong 42.5 N/mm ²
Cemento Alluminoso	750kg/cm ² \cong 75 N/mm ²	\cong 52.5 N/mm ²

4.2.2. Acciai da armatura lenta

Si riporta un riassunto degli acciai introdotti dalla circolare del Ministero dei lavori Pubblici n. 1472 del 23 maggio 1957 della quale si riporta il seguente stralcio.

CIRCOLARE n. 1472 in data 23 maggio 1957 del Ministero dei Lavori Pubblici - Consiglio Superiore.

Armatura delle strutture in cemento armato.

Per conoscenza e norma si trascrive il testo dell'articolo delle « Norme sui leganti idraulici », riguardante le armature delle strutture in cemento armato, in corso di elaborazione da parte della apposita Commissione Tecnica del Consiglio Nazionale delle Ricerche:

« Per tutte le armature delle strutture in cemento armato possono essere impiegati soltanto acciai Aq. 42, Aq. 50, Aq. 60 (UNI T. 743) sia in tondo, sia di forma speciale.

« Per gli acciai in tondo, la tensione non deve superare il 50% del carico di snervamento e, in ogni caso, i valori indicati nella tabella III.

Tabella III

Aq. 42	1400 Kg/cm ²
Aq. 50	1600 Kg/cm ² ⁽¹⁾
Aq. 60	1800 Kg/cm ² ⁽¹⁾

« Per gli acciai di forma speciale ad aderenza migliorata (ritorti, sagomati, ecc.) la tensione ammissibile non deve superare il 50% del carico di snervamento né il 40% del carico di rottura con la condizione che l'allungamento di rottura non sia inferiore al 12%.

« La tensione ammissibile per detti acciai non deve inoltre superare il valore di 2200 Kg/cm².

⁽¹⁾ Per diametri non superiori a 30 mm. Purchè si impieghi conglomerato almeno di classe R. 200 nel caso di sezione rettangolare, conglomerato almeno di classe R. 250 nel caso di sezione a T.

4.3. Materiali desunti dai prelievi in sito

Le prime risultanze circa la resistenza a compressione del calcestruzzo e delle resistenze a trazione dell'acciaio derivano sia da prove distruttive sia da prove semi-distruttive.

Si riportano di seguito tabelle estratte dal certificato di prova.

Prov. n.	Elemento indagato n.	Zona di prelievo rif.	Carbonataz. mm	Rapp. di snellezza H/Ø	Resistenza cilindrica R_{cil} MPa	Diametro inerte massimo mm
C1	Trave di bordo cassone, lato est	Campata Eraclea Mare	35 ÷ 49	1/1	55,3	35
C2	Soletta a sbalzo est	Campata Eraclea	0 ÷ 1	1/1	56,7	25
C3	Soletta	Campata Eraclea	0 ÷ 1	1/1	55,8	30
C4	Trave di bordo cassone, lato ovest	Campata Eraclea Mare	58 ÷ 80	1/1	33,9	25
C5	Trave di bordo cassone, lato est	Campata Eraclea Mare	36 ÷ 51	1/1	40,8	30
C6	Soletta a sbalzo est	Campata Eraclea Mare	0 ÷ 1	1/1	48,3	25
C7	Soletta	Campata Eraclea Mare	0 ÷ 1	1/1	60,4	30
C8	Pila	Lato Eraclea	11 ÷ 42	1/1	49,6	30
C9	Trave di bordo cassone, lato est	Campata Eraclea Mare	22 ÷ 36	1/1	50,2	25
C10	Soletta a sbalzo est	Campata centrale	0 ÷ 1	1/1	34,1	25
C11	Soletta	Campata centrale	0 ÷ 1	1/1	43,3	30
C12	Spalla	Campata Eraclea	18 ÷ 31	1/1	59,3	40
C13	Pila	Lato Eraclea Mare	64 ÷ 76	1/1	30,7	20

Figura 13 – Estratto prove di rotture del calcestruzzo (certificato n.25849 del 09/11/2023)

Provino n.	Elemento rif.	INDAGINI ULTRASON.	INDAGINI SCLEROM.	METODO "SONREB" R_{cub} in sito			
		Velocità media m/s	Ir medio Ir	GASPARIK MPa	DILEO PASCALE MPa	GIACCHETTI LAQUANITI MPa	Media valori MPa
SR1	Trave - Spalla	4387	46	52,0	55,9	48,3	52,1
SR2	Pila	4323	44	47,9	51,4	43,7	47,7
SR3	Traverso	4137	42	41,7	44,0	36,5	40,7
SR4	Trave di bordo	4293	45	48,6	51,8	44,2	48,2
SR5	Traverso	4072	39	36,9	39,1	31,6	35,9
SR6	Trave di bordo cassone	4109	44	43,6	45,4	38,3	42,4
SR7	Pila	4155	42	42,0	44,4	36,9	41,1
SR8	Muro andatorio - Spalla	4294	47	51,4	54,2	47,1	50,9
SR9	Trave	4367	44	48,8	52,7	44,8	48,8
SR10	Soletta a sbalzo	4146	41	40,6	43,1	35,5	39,7
SR11	Trave di bordo cassone	4376	45	50,4	54,2	46,5	50,4

Figura 14 – Estratto prove SonReb

Indagine n.	Elemento rif.	Individuazione rif.	Orientamento battute ↑ → ↓	Indice di rimbalzo								Ir medio Ir	Resistenza cubica R _{cub}	
				Ir										
SC1	Trave - Spalla	Lato Eraclea	Orizzontale →	46	44	48	47	47	45	45	46	46	46	52
SC2	Pila	Lato Eraclea	Orizzontale →	43	47	42	44	46	45	44	43	44	44	48
SC3	Traverso	Campata centrale	Orizzontale →	41	42	41	40	42	42	42	44	42	42	44
SC4	Trave di bordo est	Campata centrale	Orizzontale →	43	47	42	44	44	46	47	45	45	45	50
SC5	Traverso	Campata centrale	Orizzontale →	38	39	39	38	39	36	40	40	39	39	39
SC6	Trave di bordo cassone ovest	Campata Eraclea	Orizzontale →	43	43	45	43	45	43	45	46	43	44	48
SC7	Pila	Campata Eraclea Mare	Orizzontale →	42	41	41	40	42	42	42	44	41	42	44
SC8	Muro andatorio - Spalla	Campata Eraclea Mare	Orizzontale →	46	48	47	47	46	43	47	48	48	47	53
SC9	Trave centrale	Campata centrale	Orizzontale →	42	42	43	44	46	46	46	45	45	44	48
SC10	Soletta a sbalzo est	Campata Eraclea Mare	Orizzontale ↑	43	41	43	42	42	39	39	41	43	41	36
SC11	Trave di bordo cassone ovest	Campata Eraclea Mare	Orizzontale →	44	44	44	46	46	46	45	43	43	45	50

Figura 15 – Estratto prove sclerometriche

Prov. n.	Elemento indagato n.	Zona di prelievo rif.	Diametro nominale mm	Diametro effettivo mm	Tensione di snerv. MPa	Tensione di rottura MPa	Tipo di barra rif.	Atg %
F1	Soletta a sbalzo est	Campata Eraclea Mare	8	8,08	398,0	563,4	Barra liscia	12,3
F2	Pila	Lato Eraclea Mare	10	9,97	366,3	486,1	Barra liscia	13,0

Figura 16 – Estratto prove di rotture a trazione barre (certificato n.25892 del 16/11/2023)

Indag. n.	Elemento rif.	Zona indagata rif.	Durezza Hv misurata								Media Hv Hv	Brinell Br Br	Resist. a trazione R _t MPa
			Hv										
V1	Trave centrale	Campata centrale	177	175	180	175	177	175	181	177	168	562,6	
			174	174	176	179	178	177	177				
V2	Trave di bordo ovest	Campata centrale	185	183	184	183	182	183	181	181	172	575,8	
			180	179	179	181	179	177	177				
V3	Traverso	Campata centrale	161	162	163	160	161	161	163	163	154	517,4	
			166	165	165	166	163	160	160				
V4	Traverso centrale	Campata centrale	159	158	157	157	157	156	158	158	150	503,1	
			158	157	159	159	159	159	160				
V5	Trave di bordo cassone ovest	Campata Eraclea Mare	174	170	171	170	174	173	176	173	164	549,0	
			171	172	172	173	173	172	174				
V6	Trave di bordo cassone est	Campata Eraclea	169	171	172	171	172	170	174	172	163	547,4	
			172	172	174	174	173	173	171				
V7	Spalla	Lato Eraclea	179	181	181	183	183	184	180	180	171	573,8	
			178	177	179	179	181	180	179				
V8	Pila	Lato Eraclea Mare	174	171	172	172	171	170	170	172	164	548,8	
			173	175	175	178	172	171	170				
V9	Spalla	Lato Eraclea Mare	184	189	185	186	182	182	187	184	175	585,6	
			181	183	185	184	181	181	186				
V10	Trave di bordo est	Campata centrale	191	192	190	188	189	187	192	191	181	605,7	
			192	191	192	191	192	192	195				
V11	Traverso	Campata centrale	171	172	174	173	170	170	169	171	162	543,1	
			172	173	169	169	168	167	172				
V12	Muro andatorio ovest (spalla)	Lato Eraclea Mare	160	159	158	164	154	155	158	158	150	503,3	
			156	157	157	158	161	158	159				

Figura 17 – Estratto prove di durezza con microdurometro Vickers

4.3.1. Livello di conoscenza e fattori di confidenza

In relazione a quanto prescritto dalla NTC2018, §8.5.4, sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive sopra riportate, saranno individuati i “livelli di conoscenza” dei diversi parametri coinvolti nel modello (geometria, dettagli costruttivi e materiali), e definiti i correlati fattori di confidenza, da utilizzare come ulteriori coefficienti parziali di sicurezza che tengono conto delle carenze nella conoscenza dei parametri del modello. Le informazioni disponibili dedotte dalle indagini e dalle prove condotte hanno permesso di raggiungere un livello di conoscenza del manufatto variabile a seconda della porzione indagata.

Si riporta di seguito la tabella riepilogativa dei livelli di conoscenza a seconda della conoscenza dell’opera.

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	FC
LC1		Da progetto simulato in accordo alle norme dell’epoca con indagini <i>limitate</i> in situ	Da valori usuali per la pratica costruttiva dell’epoca o valori desunti dagli elaborati progettuali con prove <i>limitate</i> in situ	1,35
LC2	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione <i>in alternativa</i>	Da elaborati progettuali completi con verifica a campione <i>in alternativa</i>	Dalle specifiche originali di progetto, o di manufatti analoghi dello stesso lotto di costruzione, con prove <i>limitate</i> in situ; <i>in alternativa</i>	1,20
		Da elaborati progettuali incompleti con indagini <i>limitate</i> in situ; <i>in alternativa</i> in assenza di documentazione, indagini <i>estese</i> in situ	 in assenza di documentazione, prove <i>estese</i> in situ	
LC3	rilievo completo ex-novo	Da elaborati progettuali completi con indagini <i>limitate</i> in situ <i>in alternativa</i> in assenza di documentazione, indagini <i>esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali con prove <i>limitate</i> in situ (<i>estese</i> se i valori risultano inferiori a quelli attesi); <i>in alternativa</i> Dalle specifiche originali di progetto con prove <i>estese</i> in situ; <i>in alternativa</i> in assenza di documentazione, prove <i>esaustive</i> in situ	1,00

Per definire se le prove siano limitate/estese/esaustive ci si riferisce al §8.5.4 delle NTC18, al §8.5.4 della Circolare applicativa delle NTC18 e alle “Specifiche per la stesura del Piano delle Indagini ai fini delle verifiche di sicurezza per ponti, viadotti e cavalcavia” redatta da Autostrada per l’Italia S.p.A.

In particolare, quest’ultimo elaborato basandosi sul §8.5.4 della Circolare applicativa delle NTC18 e su dati statistici ha definito delle tabelle che a seconda del numero di elementi affini (vengono considerati elementi affini le pile, pulvini, spalle, impalcati e soletta facenti parte della stessa opera e che presentano stesse

geometrie e stesse funzioni) corrisponde un numero di prove minimo per raggiungere il livello di conoscenza voluto.

4.3.2. Calcestruzzo travi

Come indicato nei paragrafi precedenti si è adottato un Fattore di Confidenza **F.C.=1.00** con riferimento ad un **Livello di Conoscenza LC3**.

TRAVI

PROVINI	TIPO DI PROVA	ELEMENTO	$R_{ck, is}$ [Mpa]	$f_{ck, is}$ [Mpa]	$\mu_0=LN(f_{ck})$	$(\mu-\mu_0)^2$
C1	Compressione	Trave di bordo cassone, lato est	66,63	55,3	4,01	0,08
C4	Compressione	Trave di bordo cassone, lato ovest	40,84	33,9	3,52	0,04
C5	Compressione	Trave di bordo cassone, lato est	49,16	40,8	3,71	0,00
C9	Compressione	Trave di bordo cassone	60,48	50,2	3,92	0,03
SR1	Sonreb	Trave-spalla	52,1	43,24	3,77	0,00
SR4	Sonreb	Trave di bordo	48,2	40,01	3,69	0,00
SR6	Sonreb	Trave di bordo cassone	42,4	35,19	3,56	0,03
SR9	Sonreb	Trave	48,8	40,50	3,70	0,00
SR11	Sonreb	Trave di bordo cassone	50,4	41,83	3,73	0,00
					33,61	0,19

Numero prove	n	9
	μ	3,73
	σ	0,15
Sedicesimo percentile della media campionaria	$\mu_{0,16}$	3,68
Resistenza R_{ck} media	R_{ck} medio	51,00
Resistenza f_{ck} media	f_{ck} medio	42,33
Valore caratteristico della serie di dati	$f_{k \times 0,05}$	30,90
Fattore di confidenza	FC	1,00
Coeff parziale di sicurezza materiale - ponte adeguato	γ	1,50
Coeff parziale di sicurezza materiale - ponte operativo	γ	1,26
Resistenza di calcolo		
Resistenza a compressione media – ponte adeguato	$f_{d,m}$ [Mpa]	28,22
Resistenza a compressione media – ponte operativo	$f_{d,m}$ [Mpa]	33,60
Resistenza media	$f_{d,k}$ [MPa]	30,90
Resistenza di progetto – ponte adeguato	f_{cd} [Mpa]	28,22
Resistenza di progetto – ponte operativo	f_{cd} [Mpa]	30,90

Il valore di resistenza a compressione di calcolo risulta pertanto:

Ponte adeguato $f_{cd}=28.22N/mm^2$

Ponte operativo $f_{cd}=30.90N/mm^2$

4.3.3. Calcestruzzo traversi

Come indicato nei paragrafi precedenti si è adottato un Fattore di Confidenza **F.C.=1.00** con riferimento ad un **Livello di Conoscenza LC3**.

TRAVERSI

PROVINI	TIPO DI PROVA	ELEMENTO	R _{ck, is} [Mpa]	f _{ck, is} [Mpa]	μ ₀ =LN (f _{ck})	(μ-μ ₀) ²
SR3	Sonreb	Traverso	49,04	40,7	3,71	0,00
SR5	Sonreb	Traverso	43,25	35,9	3,58	0,00
					7,29	0,01

Numero prove	n	2,00
	μ	3,64
	σ	0,09
Sedicesimo percentile della media campionaria	μ _{0,16}	3,58
Resistenza R _{ck} media	R _{ck medio}	46,14
Resistenza f _{ck} media	f _{ck medio}	38,30
Valore caratteristico della serie di dati	f _{k x0,05}	31,04
Fattore di confidenza	FC	1,00
Coeff parziale di sicurezza materiale - ponte adeguato	γ	1,50
Coeff parziale di sicurezza materiale - ponte operativo	γ	1,26
Resistenza di calcolo		
Resistenza a compressione media – ponte adeguato	f _{d, m} [Mpa]	25,53
Resistenza a compressione media – ponte operativo	f _{d, m} [Mpa]	30,40
Resistenza media	f _{d, k} [MPa]	31,04
Resistenza di progetto – ponte adeguato	f _{cd} [Mpa]	25,53
Resistenza di progetto – ponte operativo	f _{cd} [Mpa]	30,40

Il valore di resistenza a compressione di calcolo risulta pertanto:

Ponte adeguato f_{cd} =25.53N/mm²

Ponte operativo f_{cd} =30.40N/mm²

4.3.4. Calcestruzzo soletta

Come indicato nei paragrafi precedenti si è adottato un Fattore di Confidenza **F.C.=1.00** con riferimento ad un **Livello di Conoscenza LC3**.

SOLETTA

PROVINI	TIPO DI PROVA	ELEMENTO	R _{ck, is} [Mpa]	f _{ck, is} [Mpa]	μ ₀ =LN (f _{ck})	(μ-μ ₀) ²
C2	Compressione	Soletta a sbalzo est	68,31	56,7	4,04	0,04
C3	Compressione	Soletta	67,23	55,8	4,02	0,04
C6	Compressione	Soletta a sbalzo est	58,19	48,3	3,88	0,00
C7	Compressione	Soletta	72,77	60,4	4,10	0,07
C10	Compressione	Soletta a sbalzo est	41,08	34,1	3,53	0,09
C11	Compressione	Soletta	52,22	43,3	3,77	0,00
SR10	Sonreb	Soletta a sbalzo	39,7	32,95	3,50	0,11
					26,83	0,36

Numero prove	n	7
	μ	3,83
	σ	0,25
Sedicesimo percentile della media campionaria	$\mu_{0,16}$	3,74
Resistenza Rck media	$R_{ck \text{ medio}}$	57,07
Resistenza fck media	$f_{ck \text{ medio}}$	47,37
Valore caratteristico della serie di dati	$f_{k \times 0,05}$	28,15
Fattore di confidenza	FC	1,00
Coeff parziale di sicurezza materiale - ponte adeguato	γ	1,50
Coeff parziale di sicurezza materiale - ponte transitabile	γ	1,26
Resistenza di calcolo		
Resistenza a compressione media – ponte adeguato	$f_{d,m}$ [Mpa]	31,58
Resistenza a compressione media – ponte operativo	$f_{d,m}$ [Mpa]	31,58
Resistenza media	$f_{d,k}$ [MPa]	28,15
Resistenza di progetto – ponte adeguato	f_{cd} [Mpa]	28,15
Resistenza di progetto – ponte operativo	f_{cd} [Mpa]	28,15

Il valore di resistenza a compressione di calcolo risulta pertanto:

Ponte adeguato e operativo $f_{cd} = 28,15 \text{ N/mm}^2$

4.3.5. Calcestruzzo Pila/Spalle

Come indicato nei paragrafi precedenti si è adottato un Fattore di Confidenza **F.C.=1.00** con riferimento ad un **Livello di Conoscenza LC3**.

PILA/SPALLA

PROVINI	TIPO DI PROVA	ELEMENTO	$R_{ck, is}$ [Mpa]	$f_{ck, is}$ [Mpa]	$\mu_0 = LN(f_{ck})$	$(\mu - \mu_0)^2$
C8	Compressione	Pila	59,76	49,6	3,90	0,03
C12	Compressione	Spalla	71,45	59,3	4,08	0,12
C13	Compressione	Pila	36,99	30,7	3,42	0,10
SR1	Sonreb	trave-spalla	52,1	43,24	3,77	0,00
SR2	Sonreb	Pila	47,7	39,59	3,68	0,00
SR7	Sonreb	Pila	41,1	34,11	3,53	0,04
SR8	Sonreb	Muro andatore-spalla	50,9	42,25	3,74	0,00
					26,13	0,29

Numero prove	n	7
	μ	3,73
	σ	0,22
Sedicesimo percentile della media campionaria	$\mu_{0,16}$	3,65
Resistenza Rck media	$R_{ck \text{ medio}}$	51,43
Resistenza fck media	$f_{ck \text{ medio}}$	42,68
Valore caratteristico della serie di dati	$f_{k \times 0,05}$	26,77
Fattore di confidenza	FC	1,00
Coeff parziale di sicurezza materiale - ponte adeguato	γ	1,50
Coeff parziale di sicurezza materiale - ponte operativo	γ	1,26
Resistenza di calcolo	$f_{d,m}$ [Mpa]	
Resistenza a compressione media – ponte adeguato	$f_{d,m}$ [Mpa]	28,46
Resistenza a compressione media – ponte operativo	$f_{d,k}$ [MPa]	
Resistenza media	f_{cd} [Mpa]	26,77
Resistenza di progetto – ponte adeguato	f_{cd} [Mpa]	26,77
Resistenza di progetto – ponte operativo	f_{cd} [Mpa]	26,77

Il valore di resistenza a compressione di calcolo risulta pertanto:

Ponte adeguato e operativo $f_{cd} = 26,77 \text{ N/mm}^2$

4.3.6. Acciaio

Come indicato nei paragrafi precedenti si è adottato un Fattore di Confidenza **F.C.=1.00** con riferimento ad un **Livello di Conoscenza LC3**.

ACCIAIO Resistenza snervamento

PROVINI	TIPO DI PROVA	ELEMENTO	ϕ_{eff} [mm]	A_{eff} [mm ²]	f_y [Mpa]	f_t [Mpa]	A(5%)	f_t/f_y	$\mu_0=LN(f_{tk})$	$(\mu-\mu_0)^2$
F1	Trazione	Soletta a sbalzo est	8,0	50,27	398,0	563,4	12,3	1,42	5,99	0,00
F2	Trazione	Pila	10,0	78,54	366,3	486,1	13,0	1,33	5,90	0,00
									11,89	0,00

Numero prove	n	2
	μ	5,94
	σ	0,06
Sedicesimo percentile della media campionaria	$\mu_{0,16}$	5,90
Valore caratteristico della serie di dati	$f_k \times 0,05$	332,69
Fattore di confidenza	FC	1,00
Coeff parziale di sicurezza materiale - ponte adeguato	γ	1,15
Coeff parziale di sicurezza materiale - ponte operativo	γ	1,10
Resistenza di calcolo		
Tensione media	f_{ym} [Mpa]	382,15
Tensione caratteristica snervamento nominale	f_{yk} [Mpa]	332,69
Resistenza a snervamento di calcolo – ponte adeguato	f_{yd} [Mpa]	332,30
Resistenza a snervamento di calcolo – ponte operativo	f_{yd} [Mpa]	332,69

ACCIAIO Resistenza rottura

PROVINI	TIPO DI PROVA	ELEMENTO	ϕ_{eff} [mm]	A_{eff} [mm ²]	f_y [Mpa]	f_t [Mpa]	A(5%)	f_t/f_y	$\mu_0=LN(f_{tk})$	$(\mu-\mu_0)^2$
F1	Trazione	Soletta a sbalzo est	8,0	50,27	398,0	563,4	12,3	1,42	6,33	0,15
F2	Trazione	Pila	10,0	78,54	366,3	486,1	13,0	1,33	6,19	0,06
									12,52	0,21

Numero prove	n	2
	μ	6,26
	σ	0,46
Sedicesimo percentile della media campionaria	$\mu_{0,16}$	5,94
Valore caratteristico della serie di dati	$f_k \times 0,05$	178,66
Fattore di confidenza	FC	1,00
Coeff parziale di sicurezza materiale - ponte adeguato	γ	1,10
Coeff parziale di sicurezza materiale - ponte transitabile	γ	1,15
Resistenza di calcolo		
Tensione media	f_{tm} [Mpa]	524,75
Tensione caratteristica a rottura nominale	f_{tk} [Mpa]	524,75
Resistenza a rottura di calcolo – ponte adeguato	f_{td} [Mpa]	456,30
Resistenza a rottura di calcolo – ponte operativo	f_{td} [Mpa]	477,05

Il valore di resistenza a snervamento e rottura di calcolo risultano pertanto:

Ponte adeguato

$f_{yd}=332,30 \text{ N/mm}^2 \quad f_{td}=456,30 \text{ N/mm}^2$

Ponte operativo

$f_{yd}=332,69 \text{ N/mm}^2 \quad f_{td}=477,05 \text{ N/mm}^2$

4.4. Sunto delle proprietà meccaniche dei materiali

Si riassumono in forma tabellare le proprietà meccaniche dei materiali costituenti l'opera per:

- Ponte adeguato

Elemento	Calcestruzzo	Acciaio armatura
	f_{cd} [N/mm ²]	f_{yd} [N/mm ²]
Travi	28,22	332,30
Traversi	25,53	
Solette	28,15	
Pile	26,77	

- Ponte operativo

Elemento	Calcestruzzo	Acciaio armatura
	f_{cd} [N/mm ²]	f_{yd} [N/mm ²]
Travi	30,90	332,69
Traversi	30,40	
Solette	28,15	
Pile	26,77	

4.5. Legami costitutivi

4.5.1. Calcestruzzo

Per il diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo si utilizza un diagramma tipo parabola rettangolo in accordo al §4.1.2.1.2 delle NTC2018.

4.1.2.1.2.1 Diagrammi di progetto tensione-deformazione del calcestruzzo

Per il diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, definiti in base alla resistenza di progetto f_{cd} e alla deformazione ultima di progetto ϵ_{cu} .

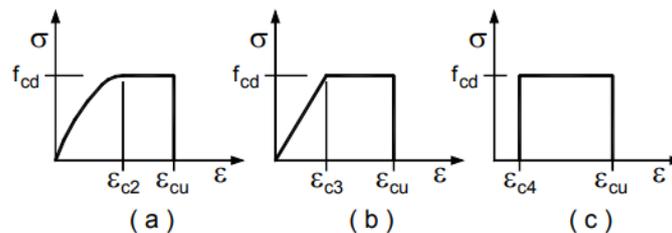


Fig. 4.1.1 – Modelli σ - ϵ per il calcestruzzo

Figura 18 – Estratto da norma §4.1.2.1.2 NTC18

4.5.2. Acciaio ordinario

Si considera quanto indicato nelle NTC2018, §4.1.2.1.2.2, discendente dalla normativa europea. Si considera il modello bilineare finito b) senza limitazione della deformazione (a titolo di esempio si riporta solo quello inerente alla trave).

4.1.2.1.2.2 Diagrammi di progetto tensione-deformazione dell'acciaio

Per il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, modelli definiti in base al valore di progetto $\epsilon_{ud} = 0,9\epsilon_{uk}$ ($\epsilon_{uk} = (A_{gt})_k$) della deformazione uniforme ultima, al valore di progetto della tensione di snervamento f_{yd} ed al rapporto di sovrarresistenza $k = (f_t / f_y)_k$ (Tab. 11.3.Ia-b).

In Fig. 4.1.3 sono rappresentati i modelli σ - ϵ per l'acciaio:

(a) bilineare finito con incrudimento; (b) elastico-perfettamente plastico indefinito.

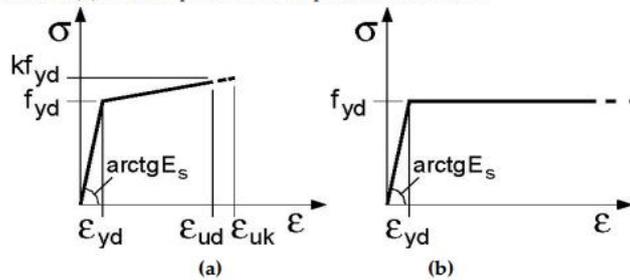


Fig. 4.1.3 – Modelli σ - ϵ per l'acciaio

Figura 19 – Estratto da norma §4.1.2.2.2 NTC18

5. MATERIALI PER INTERVENTI

5.1. Calcestruzzo fibrorinforzato

Il calcestruzzo utilizzato per il blocco in calcestruzzo è un calcestruzzo con $R_{ck} \geq 55$ MPa e aggregati rinforzato con fibre sintetiche.

Il prodotto dovrà rispondere alle seguenti caratteristiche prestazionali:

- Resistenza a compressione a 28 gg ≥ 55 MPa (UNI EN 12390-3);
- Resistenza a compressione a 7 gg ≥ 40 MPa (UNI EN 12390-3);
- Resistenza a trazione per flessione a 28 gg ≥ 8 MPa (UNI EN 12390-5);
- Resistenza a trazione per flessione a 7 gg ≥ 6 MPa (UNI EN 12390-5);
- Aderenza al calcestruzzo (UNI EN 1542) ≥ 2 MPa;
- Espansione contrastata con stagionatura in aria ad 1 giorno (UNI 8147) $\geq 0,04\%$.

5.2. Acciaio

5.2.1. Acciaio ordinario per armatura

Tipo di acciaio: B450C ad aderenza migliorata, controllato in stabilimento e saldabile (analisi chimica della in accordo con il cap. 11.3.2.7 del D.M. 14.01.2008)

Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq 450$ MPa

Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} \geq 540$ MPa

Rapporto di duttilità $1.15 \leq (f_t / f_y)_k < 1.35 - (f_y / f_{ynom})_k \leq 1.25$

Modello documento		RCS	Pagina		28 di 120
Rev.	Data	Oggetto della Revisione	Redatto	Verificato	Approvato
01	31/07/2024	Emissione	SB	GS	GS

Allungamento $\geq 7.5\%$

5.2.2. Acciaio per carpenteria tipo S355J2

Gli acciai per impiego strutturale sono di grado S355 e le loro caratteristiche devono essere conformi ai requisiti di cui al §11.3.4 delle NTC2018. Si riassumono i valori di calcolo riferiti alla tabella 4.2.I al §4.2.1.1 delle NTC2018.

Piastre spessore nominale $t \leq 40\text{mm}$:

Resistenza caratteristica di snervamento $f_{yk}=355\text{N/mm}^2$

Tensione caratteristica di rottura $f_{tk}=510\text{N/mm}^2$

Piastre spessore nominale $40 < t \leq 80\text{mm}$:

Resistenza caratteristica di snervamento $f_{yk}=335\text{N/mm}^2$

Tensione caratteristica di rottura $f_{tk}=490\text{N/mm}^2$

Coefficiente di sicurezza SLU: $\gamma_{M0}=1.05$

Coefficiente di sicurezza instabilità membrature per ponti $\gamma_{M1}=1.10$

Coefficiente di sicurezza frattura per sezioni tese (indebolite dai fori) $\gamma_{M2}=1.25$

Coefficiente di sicurezza Fatica $\gamma_{Mf}=1.35$

5.2.3. Barre filettate, bulloni, dadi e rosette

Per le barre passanti si prevede l'utilizzo di acciaio classe 8.8 o 10.9.

Tab. 11.3.XIII.b

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	480	640	900
f_{tb} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	800	1000

I coefficienti di sicurezza per le verifiche delle bullonature sono i seguenti:

Tab. 4.2. XIV - Coefficienti di sicurezza per la verifica delle unioni.

Resistenza dei bulloni	$\gamma_{M2} = 1,25$
Resistenza dei chiodi	
Resistenza delle connessioni a perno	
Resistenza delle saldature a parziale penetrazione e a cordone d'angolo	
Resistenza dei piatti a contatto	
Resistenza a scorrimento: per SLU	$\gamma_{M3} = 1,25$
per SLE	$\gamma_{M3} = 1,10$
Resistenza delle connessioni a perno allo stato limite di esercizio	$\gamma_{M6,ser} = 1,0$
Prearico di bullone ad alta resistenza con serraggio controllato con serraggio non controllato	$\gamma_{M7} = 1,0$ $\gamma_{M7} = 1,10$

5.3. Resine per post installazione di barre

Si assume per gli inghisaggi dei connettori un ancorante con resina epossidica per il fissaggio del tipo "ResinFIP Polybond F210" o similari, avente le seguenti caratteristiche:

- Resistenza a compressione (a 2 ore) ≥ 70 MPa

- Resistenza a flessione (a 2 ore) ≥ 20 MPa
- Resistenza all'estrazione (BS5080-1) ≥ 55 KN.

6. CODICI DI CALCOLO

Per le verifiche ci si è avvalsi dell'ausilio di codici di calcolo automatico e di fogli di calcolo Excel, implementati secondo le prescrizioni riportate nelle NTC o in alternativa negli Eurocodici, come sopra descritto.

Tutti i codici di calcolo automatico utilizzati per il calcolo e la verifica delle strutture e la redazione della presente relazione di calcolo sono di sicura ed accertata validità e sono stati impiegati conformemente alle loro caratteristiche. Tale affermazione è suffragata dai seguenti elementi:

- grande diffusione del codice di calcolo sul mercato;
- storia consolidata del codice di calcolo (svariati anni di utilizzo);
- utilizzo delle versioni più aggiornate (dopo test);
- pratica d'uso frequente in studio.

6.1. Sismicad 12.23

Programma di calcolo strutturale agli elementi finiti sviluppato dalla ditta Concrete di Padova.

Esegue il calcolo di strutture spaziali composte da elementi mono- e/o bi- dimensionali anche con non linearità di materiale o con effetti dinamici. Codesto software è fra i programmi strutturali ad elementi finiti più diffusi in Italia con svariate applicazioni e di comprovata affidabilità.

Si tratta di un programma di calcolo strutturale che nella versione più estesa è dedicato al progetto e verifica degli elementi in cemento armato, acciaio, muratura e legno di opere civili. Il programma utilizza come analizzatore e solutore del modello strutturale un proprio solutore agli elementi finiti tridimensionale fornito col pacchetto. Il programma è sostanzialmente diviso in tre moduli: un pre-processore che consente l'introduzione della geometria e dei carichi e crea il file dati di input al solutore; il solutore agli elementi finiti; un post-processore che a soluzione avvenuta elabora i risultati eseguendo il progetto e la verifica delle membrature e producendo i grafici ed i tabulati di output.

6.1.1. Specifiche tecniche

Denominazione del software: Sismicad

Produttore: CONCRETE SRL - Via della Pieve 19 - 35121 Padova - tel.049-8754720

<http://www.concrete.it>

Versione: 12.23

Identificatore licenza: SW-8794064

Intestatario della licenza: BS Progetti S.r.l. - Via Roma, 130 - Pianiga (VE)

Versione regolarmente licenziata

Modello documento		RCS	Pagina		30 di 120
Rev.	Data	Oggetto della Revisione	Redatto	Verificato	Approvato
01	31/07/2024	Emissione	SB	GS	GS

6.2. VCA SLU



6.3. Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo dei software ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l' idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione. La società produttrice ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

Modello documento	RCS	Pagina	31 di 120
Rev.	Data	Oggetto della Revisione	Redatto Verificato Approvato
01	31/07/2024	Emissione	SB GS GS

7. ANALISI DEI CARICHI

I criteri generali di sicurezza, le azioni di calcolo e le caratteristiche dei materiali sono stati assunti in conformità con il D.M. 17.01.2018 – “Norme tecniche per le costruzioni” e circolare esplicativa (Circolare 21.01.2019 n. 7/C.S.LL.PP.).

A seguire si descrivono le azioni permanenti e variabili per lo svolgimento delle verifiche in combinazione statica.

7.1. Pesì Propri: G_1

Il peso proprio dell’impalcato è calcolato sulla scorta delle dimensioni effettive delle sezioni e considerando la seguente densità dei materiali:

$$\gamma_{cls}=25.0\text{kN/m}^3$$

Il peso della trave, traversi e soletta viene gestito dal programma di calcolo per mezzo della funzione “Self Weight” che calcola il peso in funzione della geometria dell’elemento e della densità del materiale che gli viene assegnato, in questo caso del calcestruzzo.

7.2. Cordolo, guard-rail, sottoservizi e pavimentazione: G_2

Si riporta la determinazione dei pesi permanenti portati per cordolo, ringhiera-parapetto e pavimentazione. Per quest’ultima, si è constatato uno spessore medio pari a 10cm e la densità si pone pari a 20.00kN/m^3 .

Cordolo:

$$g_{2,\text{cordolo}}=0.1*0.60*25=1.75 \text{ kN/m}$$

Guard-rail:

$$g_{2,\text{guard-rail}}=1.50 \text{ kN/m}$$

Sottoservizi:

$$g_{2,\text{Sottoservizi}}=1.00 \text{ kN/m}$$

Pavimentazione:

$$g_{2,\text{pavimentazione}}=0.1*20=2.0 \text{ kN/m}^2$$

7.3. Azioni Accidentali

7.3.1. Carichi verticali da traffico: q_1 , Q_1

Le azioni da traffico da considerare sono indicate al paragrafo 5.1.3.3 delle NTC2018. L’impalcato ha larghezza complessiva pari a 10.80m in cui alloggia una carreggiata che presenta una larghezza di 9.40m. Data la geometria ed in accordo alla Tab.5.1.I delle NTC2018 di seguito riportata, si considerano 3 corsie convenzionali ciascuna di larghezza pari a 3.00m e un’area rimanente di ampiezza 0.40m.

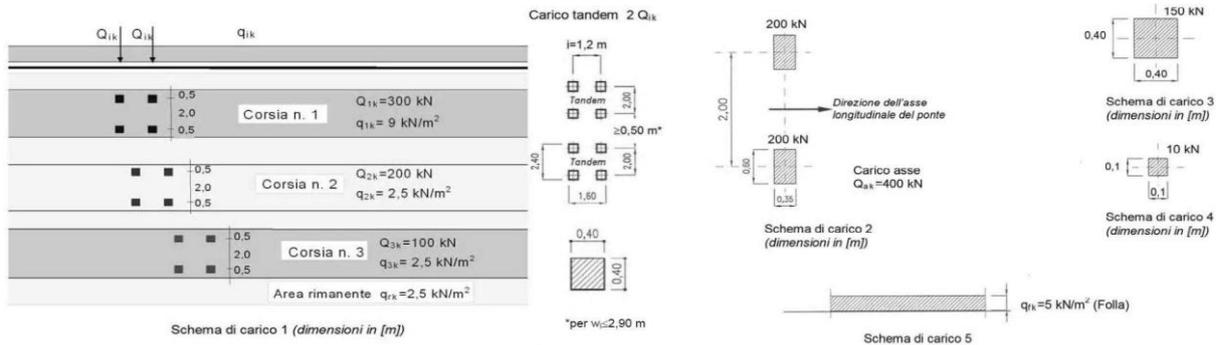
Modello documento		RCS	Pagina		32 di 120
Rev.	Data	Oggetto della Revisione	Redatto	Verificato	Approvato
01	31/07/2024	Emissione	SB	GS	GS

Tabella 5.1.I - Numero e Larghezza delle corsie

Larghezza di carreggiata "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40$ m	$n_l = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0$ m	$n_l = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_l)$

Figura 20 – Estratto §5.1.3.3 delle NTC2018

Si riportano gli schemi di carico 1-5 nei quali le dimensioni geometriche sono in m e le forze in kN.



7.3.1.1. Verifiche locali (Strutture secondari d'impalcato)

Si applicheranno i carichi mobili dello schema di carico 1 o, se più gravoso, il carico associato allo schema 2.

7.3.2. Azione longitudinale di frenamento o accelerazione: q₃

L'impalcato è una struttura a schema statico di semplice appoggio, pertanto il frenamento viene valutato sull'intera lunghezza pari a 35.0m. Il calcolo viene condotto secondo la formulazione presente al §5.1.3.5 delle NTC2018:

$$180\text{kN} \leq q_3 = 0.6 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0.10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900\text{kN}$$

Dove:

L=20.0m

w₁=3.0m

Q_{1k}=300.0kN (carico di un asse)

q_{1k}=9.0kN

Pertanto:

$$q_3 = 0.6 \cdot (2 \cdot 300.0) + 0.10 \cdot 9.0 \cdot 3.0 \cdot 63.5 = 531.45\text{kN} \leq 900.0\text{kN}$$

L'azione di frenamento viene introdotta nel modello numerico come un carico distribuito agente a livello della pavimentazione, mediante eccentricità rispetto al baricentro dell'impalcato pari a 1.15m in corrispondenza delle travi.

Si ha dunque:

$$q_{3,distr} = q_3 / L / N^{\circ}_{travi} = 531.45 / 63.5 / 3 = 2.79\text{kN/m}$$

Tale azione viene considerata nel senso di marcia.

7.3.3. Azione centrifuga: q4

L'impalcato è in un tratto di strada ad asse rettilineo per cui non insiste sulla struttura tale azione.

7.3.4. Azione del vento: q5

L'azione del vento è determinata secondo le indicazioni delle NTC2018, §3.3. L'opera è sita in Veneto (Zona 1) ad una distanza dalla costa inferiore a 1km in linea d'aria. Considerando una classe di rugosità tipo D per il terreno (mare e relativa fascia costiera) ne consegue una classe di esposizione del sito pari a I.

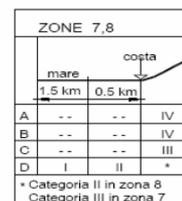
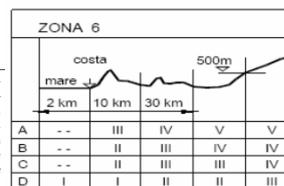
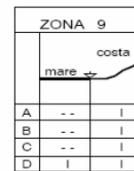
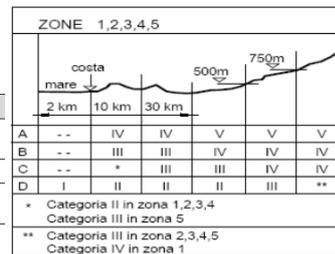
Tab. 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).



Quindi si procede a calcolare i coefficienti di esposizione valutandolo per ogni altezza delle pile dell'opera.

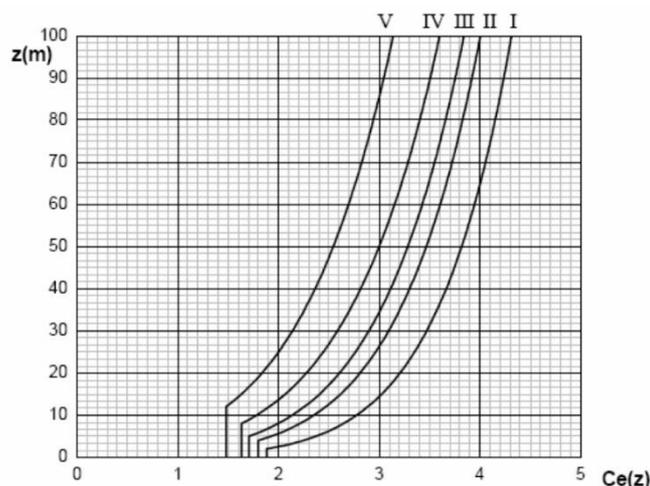


Fig. 3.3.3 - Andamento del coefficiente di esposizione c_e in funzione dell'altezza sul suolo (per $c_t = 1$)

Si riporta il calcolo della azione del vento sulla struttura considerando i diversi tempi di ritorno dell'azione (50anni, 30anni e 5anni) da adottarsi a seconda del livello di verifica calcolati secondo le indicazioni del NTC18, si riporta il calcolo del vento con tempo di ritorno pari a 50anni.

Simbolo	Descrizione	Valore	Unità di misura
Zona	Zona ai sensi della tab.3.3.I delle NTC2018	1,00	-
as	Altitudine sul livello del mare del sito ove sorge l'edificio	19,10	m
vb,0	Velocità di base sul livello del mare	25,00	m/s
a0	Parametri relativi alla Tabella 3.I	1000,00	m
ka		0,40	-
ca	Coefficiente di altitudine	1,00	-
vb	Velocità di base di riferimento	25,00	m/s
TR	Periodo di ritorno espresso in anni	50,00	anni
cr	Coefficiente di ritorno	1,00	
vR	Velocità di riferimento di progetto	25,00	m/s
Cat.	Categoria di esposizione del sito	II	-
zmax	Altezza massima dell'edificio	12,00	m
z	Generica quota $z > z_0$	4,00	m
ct	Coefficiente topografico	1,00	-
kr	Parametri relativi alla Tabella 3.II	0,19	-
z0		0,05	m
zmin		4,00	m
ce(zmax)	Coefficiente di esposizione alla quota zmax	2,47	-
ce(z)	Coefficiente di esposizione alla generica quota z	1,80	-
ρ	Densità dell'aria	1,25	kg/m ³
qr	Pressione cinetica di riferimento	390,63	N/m ²
qr	Pressione cinetica di riferimento	0,39	kN/m ²
cp	Coefficiente di attrito radente §3.3.8	1,40	
cd	Coefficiente di attrito radente §3.3.9	1,00	
pf(zmax)	Azione normale alla quota zmax	1,35	kN/m ²
Vi	Forza concentrata trasversale	7,02	kN

it	interasse travi esterne	7,50	m
Hi	Altezza impalcato e sagoma camion	5,20	kN
Mi	Momento torcente	18,26	kNm
Fv	Coppia di forze	2,43	kN

7.3.5. Variazione termica: q7

7.3.5.1. Condizioni ambientali

Si valuta l'intervallo di temperature cui è soggetta l'opera. Essa si trova in Veneto (Zona I) a circa 7.5m s.l.m.m. pertanto si ha:

$$T_{min} = -15 - 4 \cdot a_s / 1000 = -15 - 4 \cdot 7.5 / 1000 = -15.03^\circ$$

$$T_{max} = 42 - 6 \cdot a_s / 1000 = 42 - 6 \cdot 7.5 / 1000 = 41.95^\circ$$

Nota la temperatura massima e minima si ricavano le componenti di temperatura uniforme come indicato dall'EC1-5 e poiché l'impalcato rientra nella categoria Tipo 3 si ha:

VARIAZIONI DI TEMPERATURA NEI PONTI

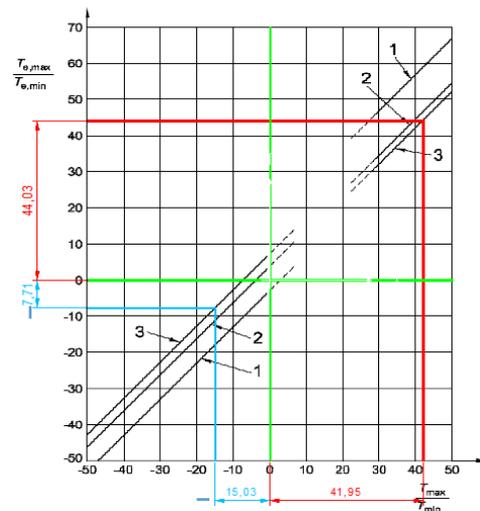
Impalcato da ponte

Tipologie di impalcato da ponte

- (1) Ai fini della presente parte, gli impalcato da ponte sono raggruppati come segue:
- | | | |
|--------|--------------------------------|---|
| Tipo 1 | Impalcato di acciaio: | - trave scatolare di acciaio
- trave reticolare o a parete piena |
| Tipo 2 | Impalcato a struttura composta | - piastra di calcestruzzo |
| Tipo 3 | Impalcato di calcestruzzo: | - trave di calcestruzzo
- trave scatolare di calcestruzzo |

Correlazione tra temperatura dell'aria all'ombra minima/massima (T_{min}/T_{max}) e componente di temperatura uniforme del ponte minima/massima ($T_{e,min}/T_{e,max}$)

- Legenda
1 Tipo 1
2 Tipo 2
3 Tipo 3



$$T_{e,min} = -7.71^\circ\text{C}$$

$$T_{e,max} = +44.03^\circ\text{C}$$

Il valore di temperatura iniziale è $T_0 = 15^\circ\text{C}$ (NTC2018, §3.5.4). Pertanto, la massima contrazione e la massima espansione sono:

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = 15 - (-7.71) = +22.71^\circ$$

$$\Delta T_{N,esp} = T_{e,max} - T_0 = 44.03 - 15 = +29.03^\circ$$

7.3.5.2. Componente uniforme

Richiamando quanto riportato al precedente §7.3.5.1 la massima contrazione e la massima espansione sono:

Modello documento	RCS	Pagina	36 di 120
Rev.	Data	Oggetto della Revisione	Redatto Verificato Approvato
01	31/07/2024	Emissione	SB GS GS

$$\Delta T_{N,con} = 22.71^\circ$$

$$\Delta T_{N,esp} = 29.03^\circ$$

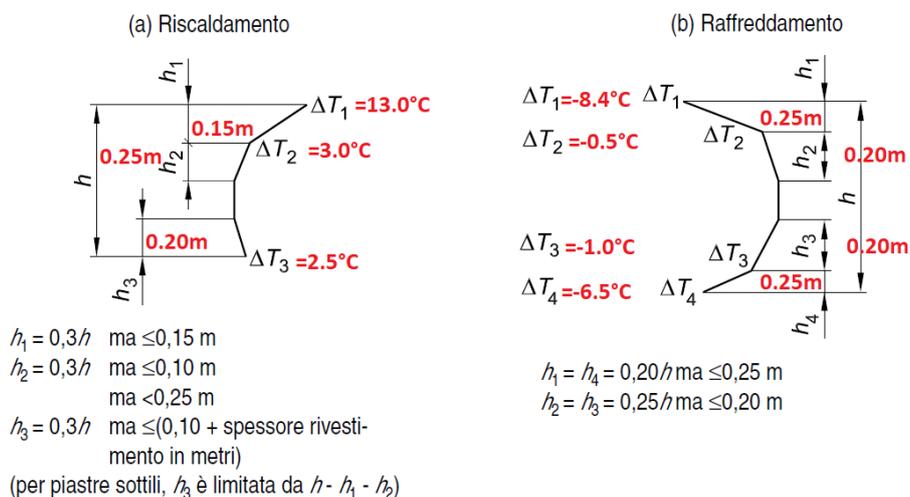
7.3.5.3. Variazioni termiche lineari

Si utilizza l'approccio 2 che prevede una variazione della temperatura sullo spessore della sezione. Si riporta la figura 6.2c dell'Eurocodice 1 parte 5:

figura 6.2c Differenze di temperatura per impalcati da ponte - Tipo 3: Impalcati di calcestruzzo

Tipo di Costruzione	Differenza di Temperatura (ΔT)																																																																	
	(a) Riscaldamento			(b) Raffreddamento																																																														
 3a. Piastra di calcestruzzo 1 100 mm di rivestimento	 ΔT_1 ΔT_2 ΔT_3			 ΔT_1 ΔT_2 ΔT_3 ΔT_4																																																														
 3b. Trave di calcestruzzo 1 100 mm di rivestimento	$h_1 = 0,3h$ ma $\leq 0,15$ m $h_2 = 0,3h$ ma $\leq 0,10$ m ma $< 0,25$ m $h_3 = 0,3h$ ma $\leq (0,10 + \text{spessore rivestimento in metri})$ (per piastre sottili, h_3 è limitata da $h - h_1 - h_2$)			$h_1 = h_4 = 0,20h$ ma $\leq 0,25$ m $h_2 = h_3 = 0,25h$ ma $\leq 0,20$ m																																																														
 3c. Trave scatolare di calcestruzzo 1 100 mm di rivestimento	<table border="1"> <thead> <tr> <th>h</th> <th>ΔT_1</th> <th>ΔT_2</th> <th>ΔT_3</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>m</td> <td></td> <td>°C</td> <td></td> </tr> <tr> <td>$\leq 0,2$</td> <td>8,5</td> <td>3,5</td> <td>0,5</td> </tr> <tr> <td>0,4</td> <td>12,0</td> <td>3,0</td> <td>1,5</td> </tr> <tr> <td>0,6</td> <td>13,0</td> <td>3,0</td> <td>2,0</td> </tr> <tr> <td>$\geq 0,8$</td> <td>13,0</td> <td>3,0</td> <td>2,5</td> </tr> </tbody> </table>	h	ΔT_1	ΔT_2	ΔT_3	m		°C		$\leq 0,2$	8,5	3,5	0,5	0,4	12,0	3,0	1,5	0,6	13,0	3,0	2,0	$\geq 0,8$	13,0	3,0	2,5	<table border="1"> <thead> <tr> <th>h</th> <th>ΔT_1</th> <th>ΔT_2</th> <th>ΔT_3</th> <th>ΔT_4</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>m</td> <td></td> <td>°C</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>$\leq 0,2$</td> <td>-2,0</td> <td>-0,5</td> <td>-0,5</td> <td>-1,5</td> </tr> <tr> <td>0,4</td> <td>-4,5</td> <td>-1,4</td> <td>-1,0</td> <td>-3,5</td> </tr> <tr> <td>0,6</td> <td>-6,5</td> <td>-1,8</td> <td>-1,5</td> <td>-5,0</td> </tr> <tr> <td>0,8</td> <td>-7,6</td> <td>-1,7</td> <td>-1,5</td> <td>-6,0</td> </tr> <tr> <td>1,0</td> <td>-8,0</td> <td>-1,5</td> <td>-1,5</td> <td>-6,3</td> </tr> <tr> <td>$\geq 1,5$</td> <td>-8,4</td> <td>-0,5</td> <td>-1,0</td> <td>-6,5</td> </tr> </tbody> </table>	h	ΔT_1	ΔT_2	ΔT_3	ΔT_4	m		°C			$\leq 0,2$	-2,0	-0,5	-0,5	-1,5	0,4	-4,5	-1,4	-1,0	-3,5	0,6	-6,5	-1,8	-1,5	-5,0	0,8	-7,6	-1,7	-1,5	-6,0	1,0	-8,0	-1,5	-1,5	-6,3	$\geq 1,5$	-8,4	-0,5	-1,0	-6,5
h	ΔT_1	ΔT_2	ΔT_3																																																															
m		°C																																																																
$\leq 0,2$	8,5	3,5	0,5																																																															
0,4	12,0	3,0	1,5																																																															
0,6	13,0	3,0	2,0																																																															
$\geq 0,8$	13,0	3,0	2,5																																																															
h	ΔT_1	ΔT_2	ΔT_3	ΔT_4																																																														
m		°C																																																																
$\leq 0,2$	-2,0	-0,5	-0,5	-1,5																																																														
0,4	-4,5	-1,4	-1,0	-3,5																																																														
0,6	-6,5	-1,8	-1,5	-5,0																																																														
0,8	-7,6	-1,7	-1,5	-6,0																																																														
1,0	-8,0	-1,5	-1,5	-6,3																																																														
$\geq 1,5$	-8,4	-0,5	-1,0	-6,5																																																														

Si riportano le temperature e le altezze considerate.



7.3.5.4. Combinazione degli effetti uniformi e lineari della temperatura

La combinazione degli effetti dovuti alla variazione termica uniforme (Δt_M) e lineare (Δt_N) verrà effettuata con riferimento a EN 1991-1-5 cap. 6.1.5.:

$$C1: \Delta t_M + 0.35 \Delta t_N$$

$$C2: 0.75 \Delta t_M + \Delta t_N$$

7.3.5.5. Intervallo componente uniforme temperatura per giunti ed appoggi

La circolare CNTC18 al paragrafo C5.1.4.5 raccomanda, per le strutture in calcestruzzo, i seguenti valori nel caso non sia possibile la prerogolazione.

$$\Delta T_{N,con} + 20^\circ = 22.71 + 20 = 42.71^\circ$$

$$\Delta T_{N,esp} + 20^\circ = 29.03 + 20 = 49.03^\circ$$

8. MODELLAZIONE NUMERICA

8.1. Descrizione del modello F.E.M. degli impalcati

Il modello numerico dell'opera è stato sviluppato in ambiente Sismicad e facendo riferimento alla documentazione di base. L'impalcato è stato tridimensionalmente modellato con elementi "Beam" al fine di raggiungere un ottimale compromesso tra descrizione del dettaglio e facilità di lettura delle sollecitazioni. Si riporta di seguito una schematizzazione del modello numerico adottato.

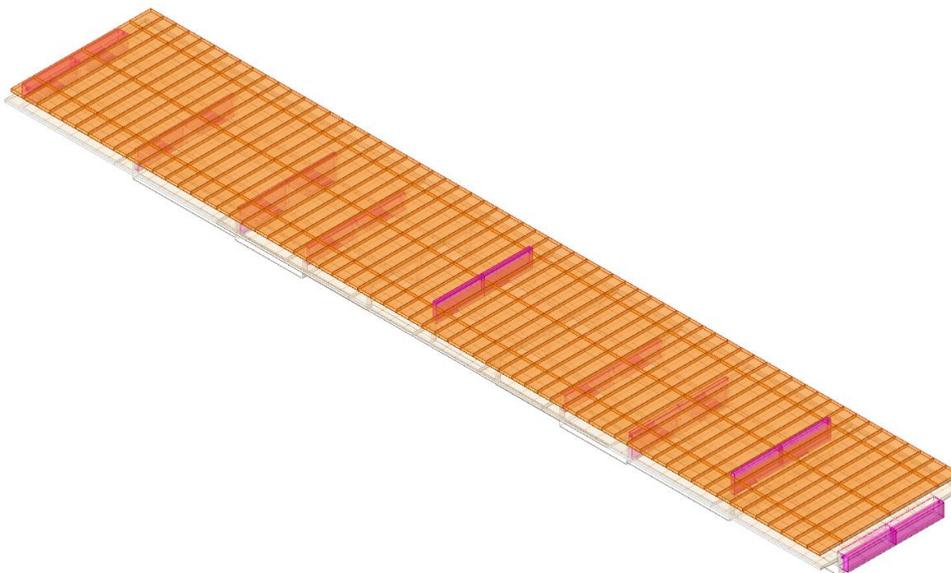


Figura 21 - Modello FEM Impalcato (Sismicad)

Per l'impalcato le travi, i traversi e soletta collaborante sono stati modellati con le sezioni effettive rispecchiando lo stato di fatto dell'opera. Per la corretta ripartizione dei carichi da traffico, l'accoppiamento trasversale tra le travi avviene per mezzo di "strisce" di soletta di larghezza convenzionale 1.0m e spessore

Modello documento		RCS	Pagina		38 di 120	
Rev.	Data	Oggetto della Revisione	Redatto	Verificato	Approvato	
01	31/07/2024	Emissione	SB	GS	GS	

pari allo spessore effettivo della stessa. Si riportano di seguito una rappresentazione delle sezioni di impalcato e le proprietà geometriche ed inerziali delle stesse.

2.1.1.1 Sezioni rettangolari C.A.



Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.
Area Tx FEM: area di taglio in direzione X per l'analisi FEM. [m²]
Area Ty FEM: area di taglio in direzione Y per l'analisi FEM. [m²]
Jx FEM: momento di inerzia attorno all'asse X per l'analisi FEM. [m⁴]
Jy FEM: momento di inerzia attorno all'asse Y per l'analisi FEM. [m⁴]
Jt FEM: momento d'inerzia torsionale corretto con il fattore di forma per l'analisi FEM. [m⁴]
H: altezza della sezione. [m]
B: larghezza della sezione [m]
c.s.: copriferro superiore della sezione. [m]
c.i.: copriferro inferiore della sezione. [m]
c.l.: copriferro laterale della sezione. [m]

Descrizione	Area Tx FEM	Area Ty FEM	Jx FEM	Jy FEM	Jt FEM	H	B	c.s.	c.i.	c.l.
R 25x175	0.364583	0.364583	1.117E-01	2.272E-03	8.254E-03	1.75	0.25	0.035	0.035	0.035
R 25x140	0.291667	0.291667	5.717E-02	1.822E-03	6.471E-03	1.4	0.25	0.035	0.035	0.035
R 80x100	0.666667	0.666667	6.667E-02	4.287E-02	8.469E-02	1	0.8	0.035	0.035	0.035
R 42x110	0.335	0.335	0.046585	0.0067914	2.062E-02	1.1	0.42	0.035	0.035	0.035
R 100x20	0.166667	0.166667	6.667E-04	1.667E-02	2.331E-03	0.2	1	0.035	0.035	0.035

2.1.1.2 Sezioni a T C.A.



Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.
Area Tx FEM: area di taglio in direzione X per l'analisi FEM. [m²]
Area Ty FEM: area di taglio in direzione Y per l'analisi FEM. [m²]
Jx FEM: momento di inerzia attorno all'asse X per l'analisi FEM. [m⁴]
Jy FEM: momento di inerzia attorno all'asse Y per l'analisi FEM. [m⁴]
Jt FEM: momento d'inerzia torsionale corretto con il fattore di forma per l'analisi FEM. [m⁴]
H: altezza della sezione. [m]
B anima: spessore dell'anima della sezione. [m]
H ala: spessore dell'ala della sezione. [m]
B ala sx.: larghezza dell'ala sinistra della sezione. [m]
B ala dx.: larghezza dell'ala destra della sezione. [m]
c.s.: copriferro superiore della sezione. [m]
c.i.: copriferro inferiore della sezione. [m]
c.l.: copriferro laterale della sezione. [m]

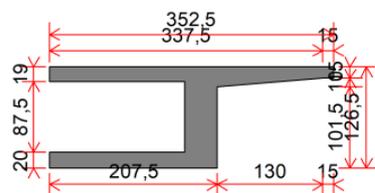
Descrizione	Area Tx FEM	Area Ty FEM	Jx FEM	Jy FEM	Jt FEM	H	Banima	Hala	Bala sx.	Bala dx.	c.s.	c.i.	c.l.
T (179+179+40)x(15)	6.23E-1	0.53	2.57E-1	1.00E0	5.76E-2	1.55	0.4	0.19	1.787	1.787	0.035	0.035	0.035
T (179+179+40)x(35)	6.23E-1	4.62E-1	2.02E-1	1.00E0	4.84E-2	1.35	0.4	0.19	1.787	1.787	0.035	0.035	0.035

2.1.1.3 Sezioni a doppio T.C.A.

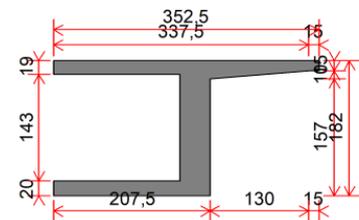


Descrizione	Area Tx FEM	Area Ty FEM	Jx FEM	Jy FEM	Jt FEM	H	Banima	Hala sup.	Hala inf.	Bala sx.	Bala dx.	c.s.	c.i.	c.l.
TT (179+179+40)x(19+144+19)	1.26E0	6.07E-1	1.11E0	2.00E0	1.53E-1	1.82	0.4	0.19	0.19	1.787	1.787	3.5E-2	3.5E-2	3.5E-2
TT (179+179+40)x(19+89+19)	1.26E0	4.22E-1	4.64E-1	1.99E0	1.23E-1	1.265	0.4	0.19	0.19	1.787	1.787	3.5E-2	3.5E-2	3.5E-2
TT (179+179+40)x(19+160+19)	1.26E0	0.66	1.35E0	2.00E0	1.60E-1	1.98	0.4	0.19	0.19	1.787	1.787	3.5E-2	3.5E-2	3.5E-2

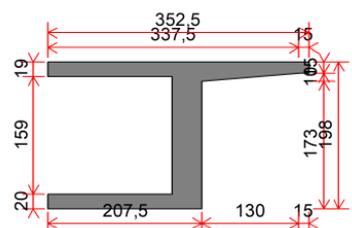
Sezione "Trave esterna cassone h=1.25"



Sezione "Trave esterna cassone h=1.82"



Sezione "Trave esterna cassone- h=1.98_1"



Sezione "Trave esterna h=1.63"



Sezione "Trave esterna h=1.4_1"

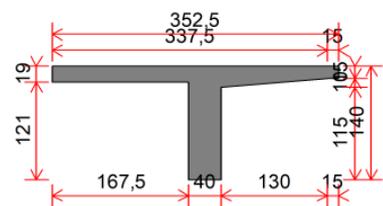


Figura 22 – Sezioni degli elementi che compongono l'impalcato (Sismicad)

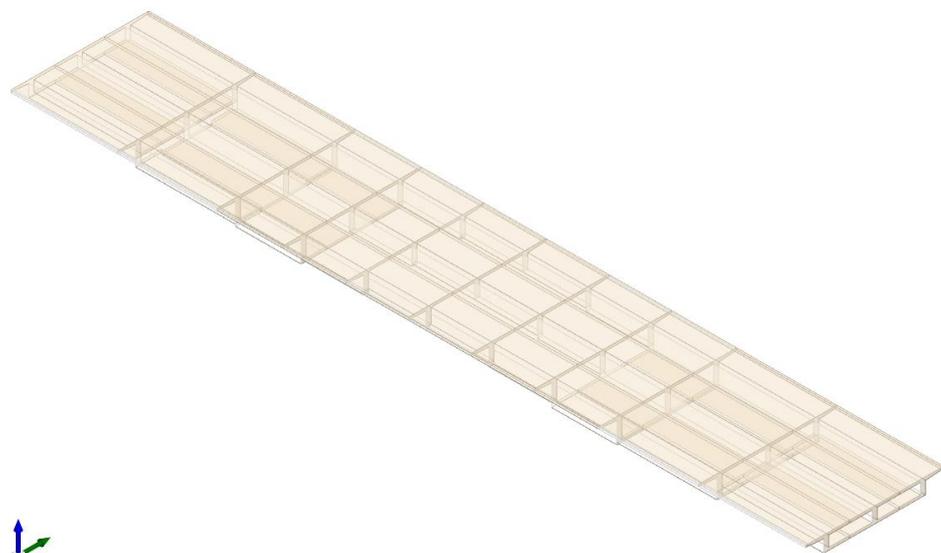


Figura 23 – Estratto del modello FEM delle sole travi (Sismicad)

Per le condizioni di vincolo si è riprodotta l'effettiva condizione di vincolo data dagli appoggi nello stato di fatto dell'opera. Secondo il rilievo in sito, le travi di impalcato poggiano su appoggi formati da una piastra in acciaio in corrispondenza della testa della trave che poggia su un lamierino in piombo sito alla testa del baggiolo.

8.2. Descrizione del modello F.E.M. globale

Per la valutazione delle sollecitazioni agenti sulla pila si è realizzato un modello globale, composto da elementi "beam" per l'impalcato e pile che compongono la struttura.

Si riporta l'immagine del modello:

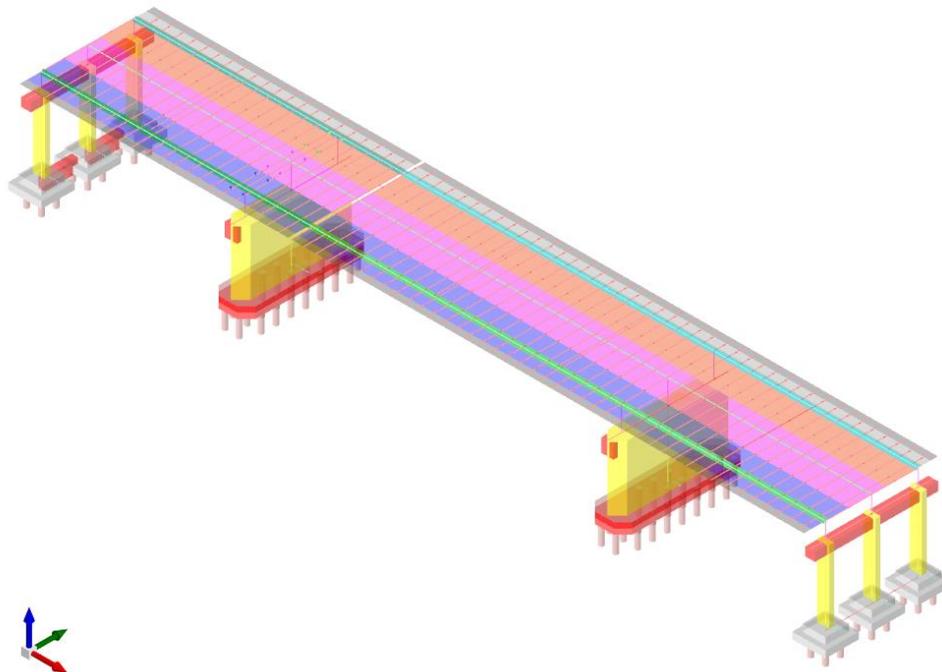


Figura 24 – Estratto del modello FEM globale (Sismicad)

Gli impalcato sono realizzati secondo la modalità descritta nel paragrafo precedente.

Il collegamento tra le pile, spalle e le travi avviene per mezzo di un rigid-link modellato per simulare la sua impossibilità di traslare e ruotare.

8.3. Combinazioni di carico

- Combinazioni SLU:

Per la determinazione delle sollecitazioni sull'impalcato si è ricorso alle seguenti combinazioni SLU previste dalle NTC2018.

VERIFICA PONTE ADEGUATO						
Combinazione	Pesi proprio	Carichi permanenti	q_traffico	Q_traffico	q_vento	q_variazione termica
	g ₁	g ₂	q ₁	Q ₁	q ₅	q ₇
SLU_TRAFFICO	1,35	1,50	1,35	1,35	0,90	0,90
SLU_VENTO	1,35	1,50	0,54	1,01	1,50	0,90

Modello documento	RCS	Pagina	41 di 120
Rev.	Data	Oggetto della Revisione	Redatto Verificato Approvato
01	31/07/2024	Emissione	SB GS GS

SLU_VARIAZIONE TERMICA	1,35	1,50	0,54	1,01	0,90	1,50
------------------------	------	------	------	------	------	------

VERIFICA PONTE OPERATIVO						
Combinazione	Pesi proprio	Carichi permanenti	q_traffico	Q_traffico	q_vento	q_variazione termica
	g ₁	g ₂	q ₁	Q ₁	q ₅	q ₇
SLU_TRAFFICO	1,26	1,26	1,20	1,20	0,90	0,90
SLU_VENTO	1,26	1,26	0,48	0,90	1,50	0,90
SLU_VARIAZIONE TERMICA	1,26	1,26	0,48	0,90	0,50	1,50

- Combinazioni SLE rara:

VERIFICA PONTE						
Combinazione	Pesi proprio	Carichi permanenti	q_traffico	Q_traffico	q_vento	q_variazione termica
	g ₁	g ₂	q ₁	Q ₁	q ₅	q ₇
SLU_TRAFFICO	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60	0,60
SLU_VENTO	1,00	1,00	0,40	0,75	1,00	0,60
SLU_VARIAZIONE TERMICA	1,00	1,00	0,40	0,75	0,6	1,00

Lista dei simboli:

g₁, g₂ Pesi propri e permanenti portati

Q_{1,i} Azioni da traffico: impronte schemi di carico competenti alle corsie

q_{1,i} Azioni da traffico: carico diffuso sulle corsie e sulla superficie rimanente.

q₃ Azioni da traffico: frenamento

q₄ Azioni da traffico: forza centrifuga

q₅ Azione del vento

q₇ Azioni termiche

E Azione sismica

8.4. Giudizio motivato

Ai sensi del NTC2018, §10.2, i modelli utilizzati per la redazione della presente sono stati verificati mediante opportuni confronti delle risultanze ottenute per mezzo di semplici calcolazioni basate su basilari schemi di calcolo e quelle derivanti da modello numerico. Si riporta nel seguito il controllo e la verifica dei pesi dovuti alle elementari combinazioni di carico.

8.4.1. Impalcato

Si riassumono i pesi propri e permanenti stimati dell'impalcato

Si riporta il peso totale dei vari elementi che compongono l'impalcato:

Modello documento	RCS	Pagina	42 di 120
Rev.	Data	Oggetto della Revisione	Redatto Verificato Approvato
01	31/07/2024	Emissione	SB GS GS

Elemento	Area	Area*peso	Lunghezza	Peso
	m ²	kN/m	m	KN
Trave 1,25	1,44	36,04	8,53	1229,76
Trave 1,82	1,66	41,59	7,97	1325,96
Trave 1,98	1,73	43,19	5,25	906,95
Trave 1,4	1,16	29,02	5,00	580,43
Trave 1,63	1,25	31,32	5,00	626,39
T 1,39	1,20	30,05	5,00	300,50
T 1,59	1,28	32,05	5,00	320,50
TT 1,265	1,86	46,60	8,53	795,05
TT 1,82	2,09	52,15	7,97	831,32
TT 1,98	2,15	53,75	5,25	564,41
Traversi 80x100	0,88	22,00	3,75	330,00
Traversi 25x140	0,35	8,75	3,75	131,25
Traversi 25x175	0,44	10,94	3,75	164,06
Traversi 42x110	0,46	11,55	3,75	173,25
Pavimentazione	1,05	21,00	63,50	1333,50
Cordolo	0,06	1,50	63,50	190,50
Barriera di sicurezza	-	1,50	63,50	190,50
Sottoservizi	-	1,00	63,50	63,50
				9803,82

Si riassumono i pesi propri stimati dal modello numerico.

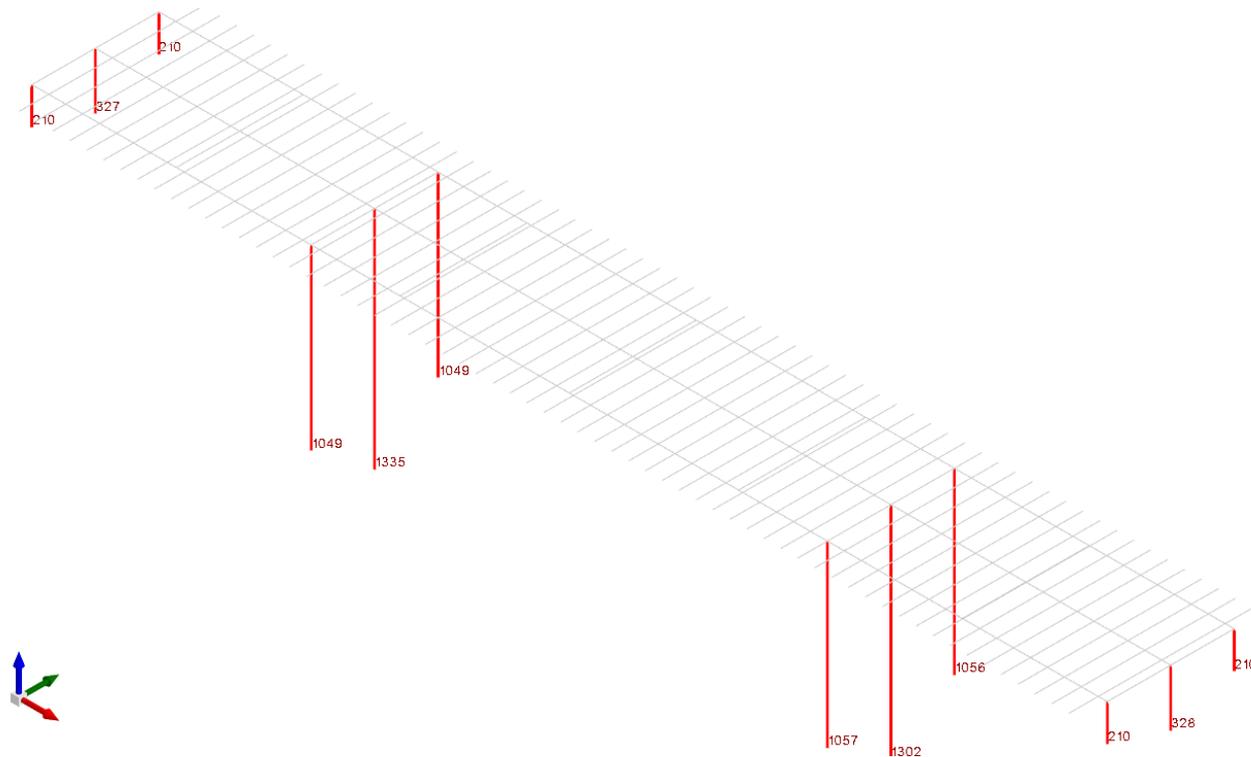


Figura 25: Reazioni permanenti strutturali

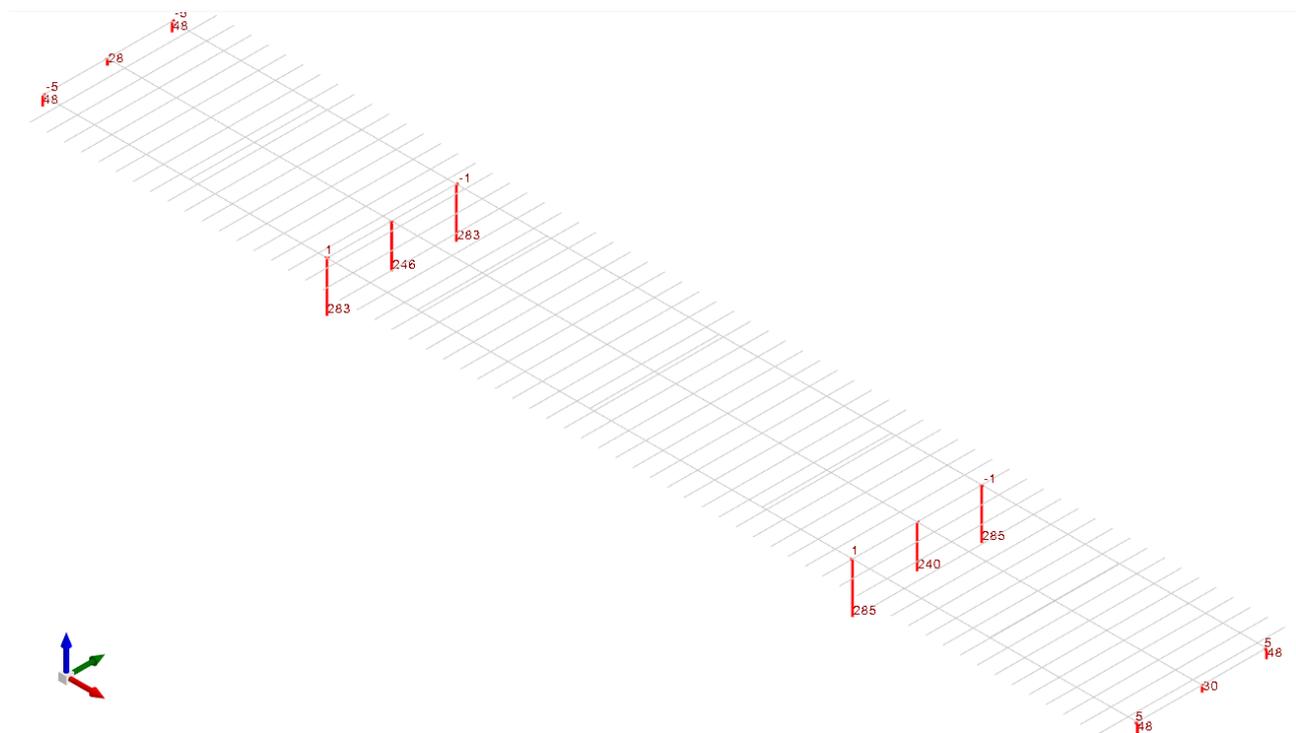


Figura 26: Reazioni permanenti portati

$G_{TOT,IMP,FEM}=10191 \text{ kN}$

In conclusione, si osserva una corrispondenza tra gli scarichi verticali agli appoggi predetti secondo calcolazioni semplici e quelle derivanti da modello numerico con un errore percentuale massimo sul totale dei pesi permanenti dell'impalcato ($G1+G2$) inferiore al 5% come si evince dalla tabella seguente.

Impalcato	$W_{teorico}$ [kN]	W_{FEM} [kN]	E[%]
S.P.90	9803,82	10191	3.95%

8.4.2. Modello Globale

Si riassumono i pesi propri e permanenti stimati del modello globale.

Si riporta il peso totale dei vari elementi che compongono l'intera opera:

Elemento	Area	Area*peso	lunghezza	Peso
	m ²	kN/m	m	KN
Trave 1,25	1,44	36,04	8,53	1229,76
Trave 1,82	1,66	41,59	7,97	1325,96
Trave 1,98	1,73	43,19	5,25	906,95
Trave 1,4	1,16	29,02	5,00	580,43
Trave 1,63	1,25	31,32	5,00	626,39
T 1,39	1,20	30,05	5,00	300,50
T 1,59	1,28	32,05	5,00	320,50
TT 1,265	1,86	46,60	8,53	795,05
TT 1,82	2,09	52,15	7,97	831,32
TT 1,98	2,15	53,75	5,25	564,41
Traversi 80x100	0,88	22,00	3,75	330,00
Traversi 25x140	0,35	8,75	3,75	131,25

Traversi 25x175	0,44	10,94	3,75	164,06
Traversi 42x110	0,46	11,55	3,75	173,25
Pavimentazione	1,05	21,00	63,50	1333,50
Cordolo	0,06	1,50	63,50	190,50
Barriera di sicurezza	-	1,50	63,50	190,50
Sottoservizi	-	1,00	63,50	63,50
Pile				3335,53
Spalla				607,63
				13746,97

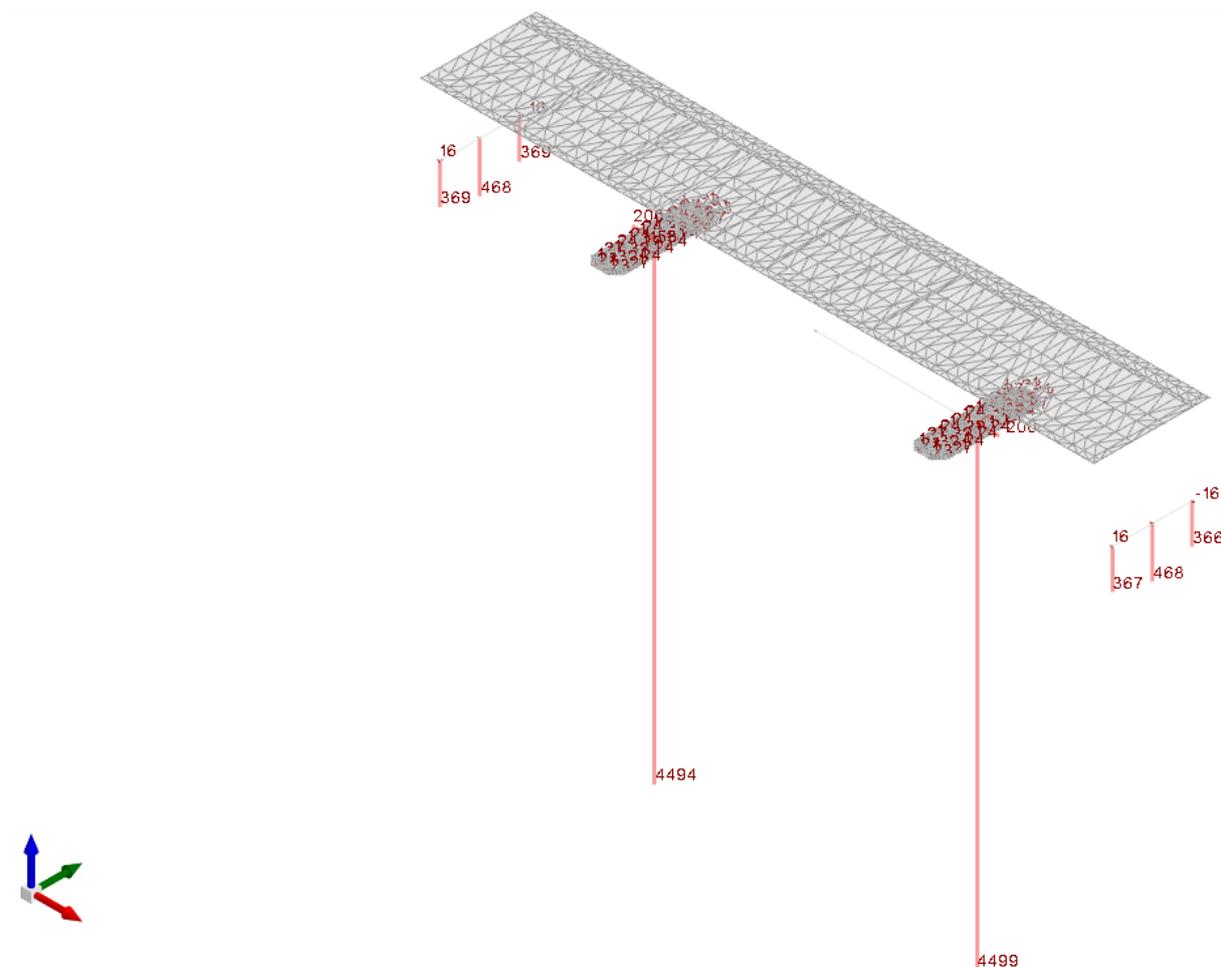


Figura 27: Reazioni permanenti strutturali

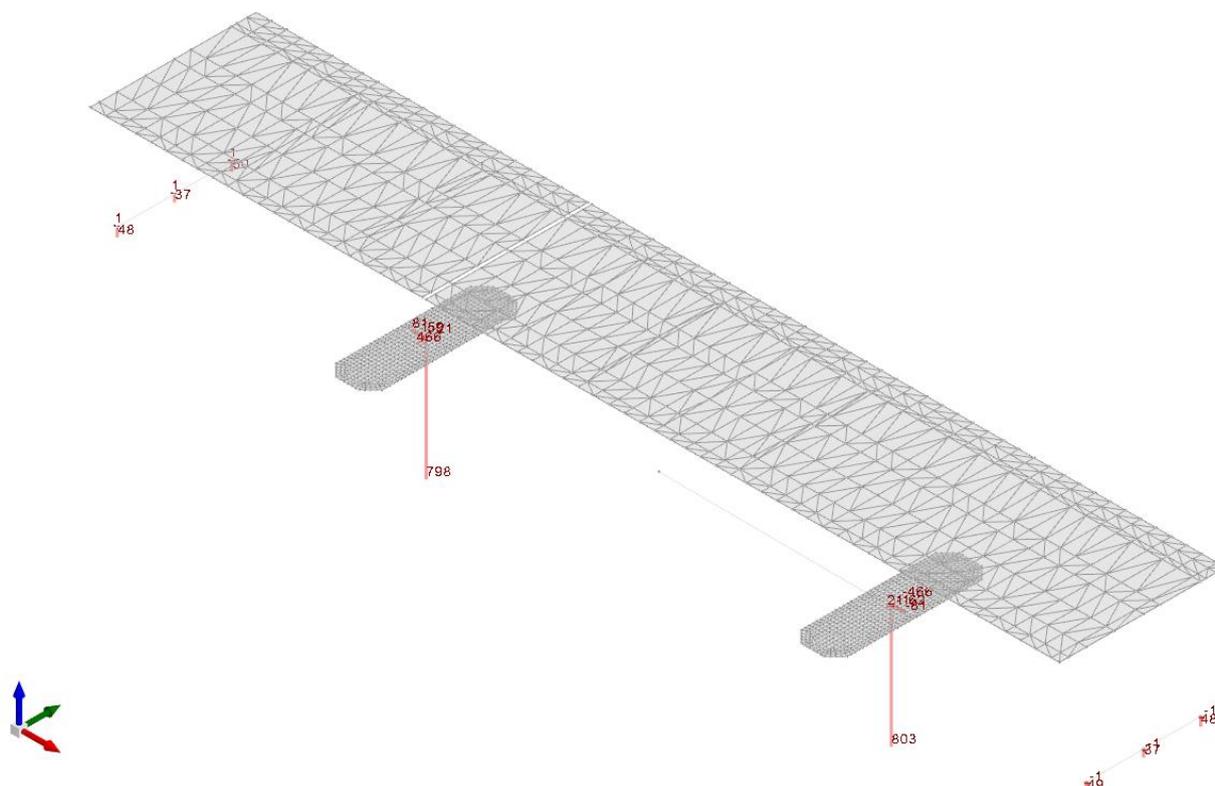


Figura 28: Reazioni permanenti portati

$G_{TOT,IMP,FEM}=13270$ kN

In conclusione, si osserva una corrispondenza tra gli scarichi verticali agli appoggi predetti secondo calcolazioni semplici e quelle derivanti da modello numerico con un errore percentuale massimo sul totale dei pesi permanenti dell'impalcato (G_1+G_2) inferiore al 5%, come si evince dalla tabella seguente.

Impalcato	$W_{teorico}$ [kN]	W_{FEM} [kN]	E [%]
S.P.90	13746.97	13270	3.47%

9. VERIFICHE STRUTTURALI

9.1. Approccio di verifica strutturale

La valutazione di sicurezza si articola in varie fasi come LL.GG.2020, che sono:

- Verifica in condizione di **ponte adeguato**, segue le norme NTC2018 per ponti nuovi, nella quale si valuta i coefficienti $\xi_{V,i}$, si riporta nel dettaglio nel capitolo 9.2;
- Verifica in condizione di **ponte operativo**, da eseguire qualora la precedente non sia verificata, si effettua andando a ridurre i coefficienti di sicurezza, come indicato nella “Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti” del 2022 e considerando per i carichi accidentali un **T_r=30 anni**;
- Verifica in condizione di **ponte transitabile di livello 1**, da eseguire qualora la precedente non sia verificata, si prevede la chiusura di una o più corsie e si usano i coefficienti di sicurezza della verifica precedente e considerando per i carichi accidentali un **T_r=5 anni**;
- Verifica in condizione di **ponte transitabile di livello 2**, da eseguire qualora la precedente non sia verificata, si prevede la chiusura di una o più corsie e si usano i coefficienti di sicurezza della verifica precedente e considerando per i carichi accidentali un **T_r=5 anni**, rispetto alla precedente cambiano i carichi mobili che sono considerati come riportato nel Linee guida per la valutazione della sicurezza dei ponti esistenti di Aprile 2020.

9.2. Condizione di ponte adeguato

Si riferisce alla valutazione dell’opera secondo le specifiche NTC18 per opere nuove.

Per ciascuna sezione di verifica è stato quindi calcolato il relativo coefficiente $\zeta_{V,i}$, definito al paragrafo 8.3 delle NTC2018 come “rapporto tra il valore massimo del sovraccarico variabile verticale sopportabile da quella parte della costruzione e il valore del sovraccarico verticale variabile che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione”.

In generale tale rapporto è stato determinato per l’i-esima sezione di verifica sia per la pressoflessione che per le sollecitazioni taglienti:

$$\zeta_{VAL4} = \frac{R_d - (E_{d,G} + E_{d,Qt,orizz} + E_{d,Q,variabili})}{E_{dQt,verticali}}$$

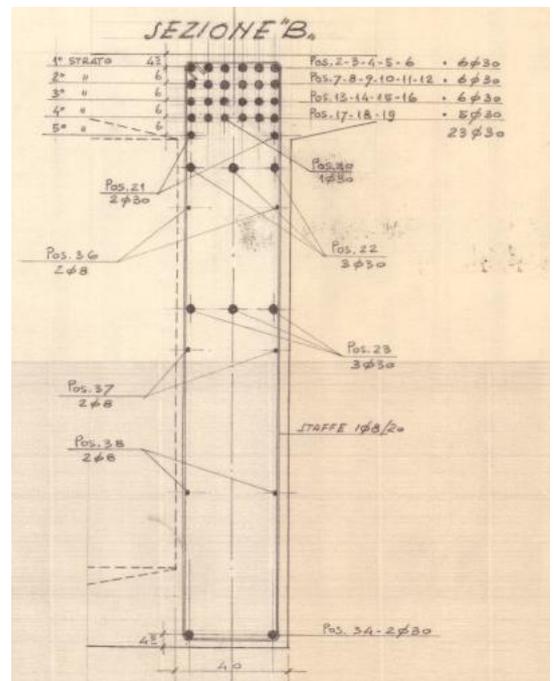
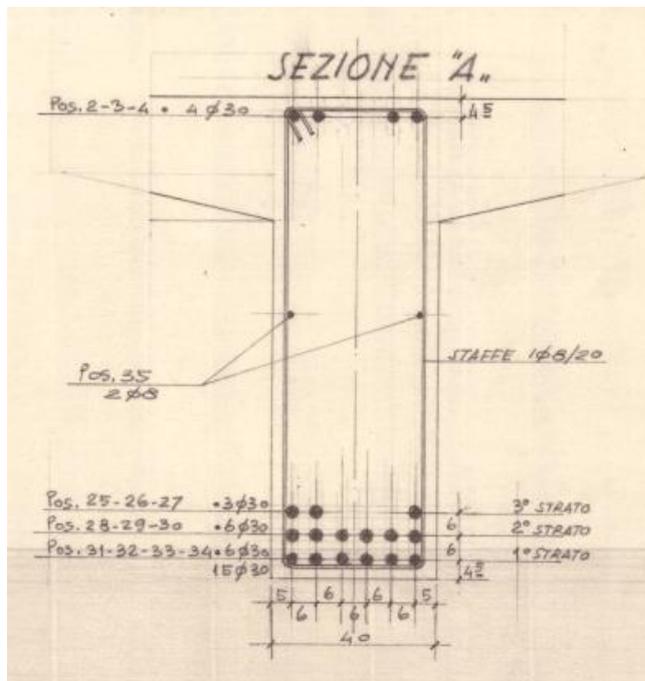
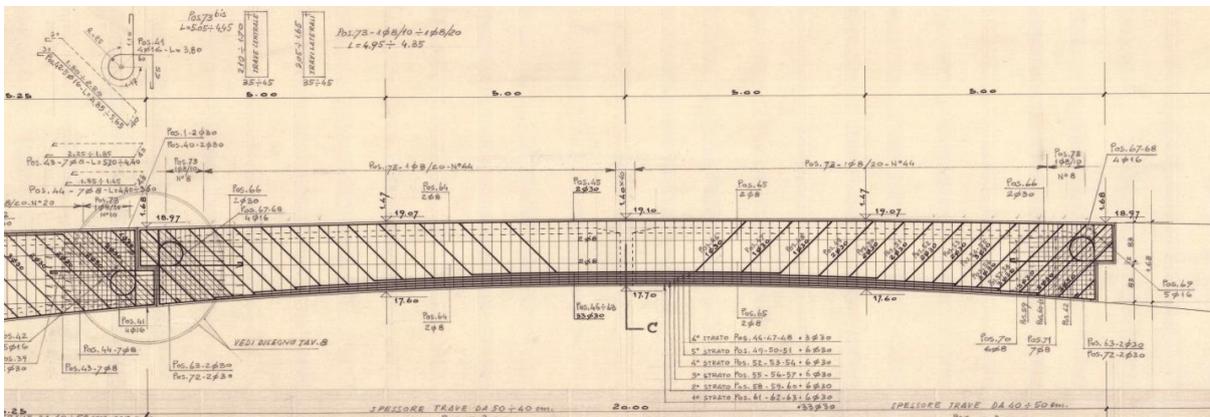
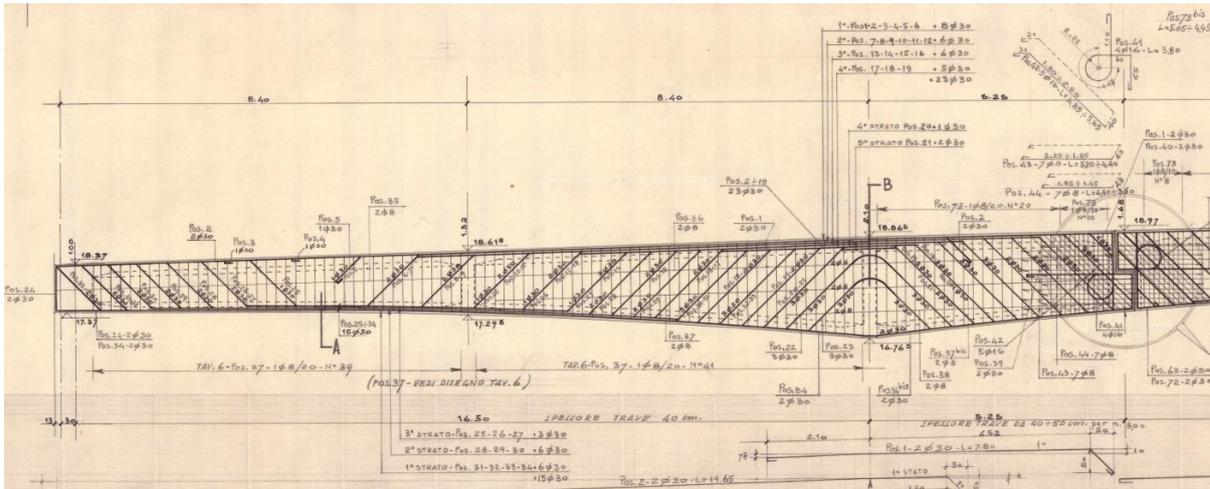
9.2.1. Impalcato

Si riportano le verifiche degli elementi che compongono l’impalcato (travi, trasversi e soletta).

9.2.1.1. Travi – sollecitazioni e verifiche

La trave in calcestruzzo armato ordinario presenta un’altezza variabile da un’altezza minima di 1 m ad un massimo di 2.10m.

Modello documento		RCS	Pagina		47 di 120
Rev.	Data	Oggetto della Revisione	Redatto	Verificato	Approvato
01	31/07/2024	Emissione	SB	GS	GS



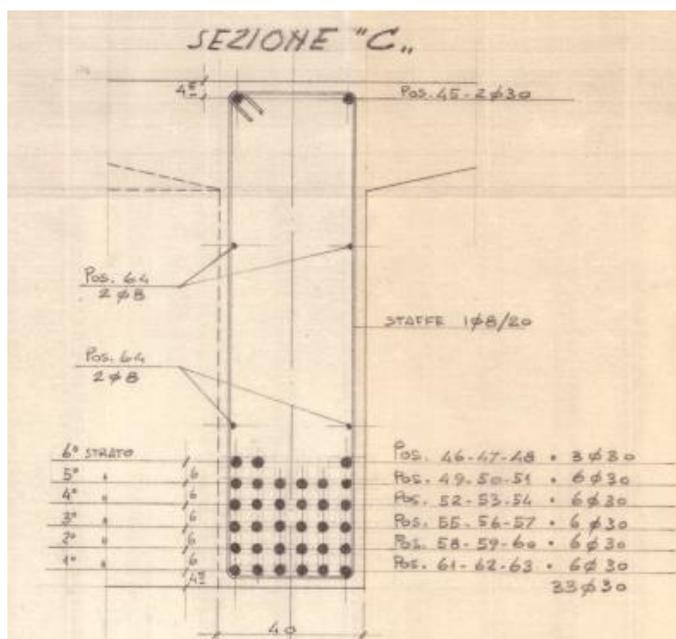


Figura 29 – Vista laterale e sezioni da progetto originale

Le sollecitazioni massime valgono:

- Sezione A

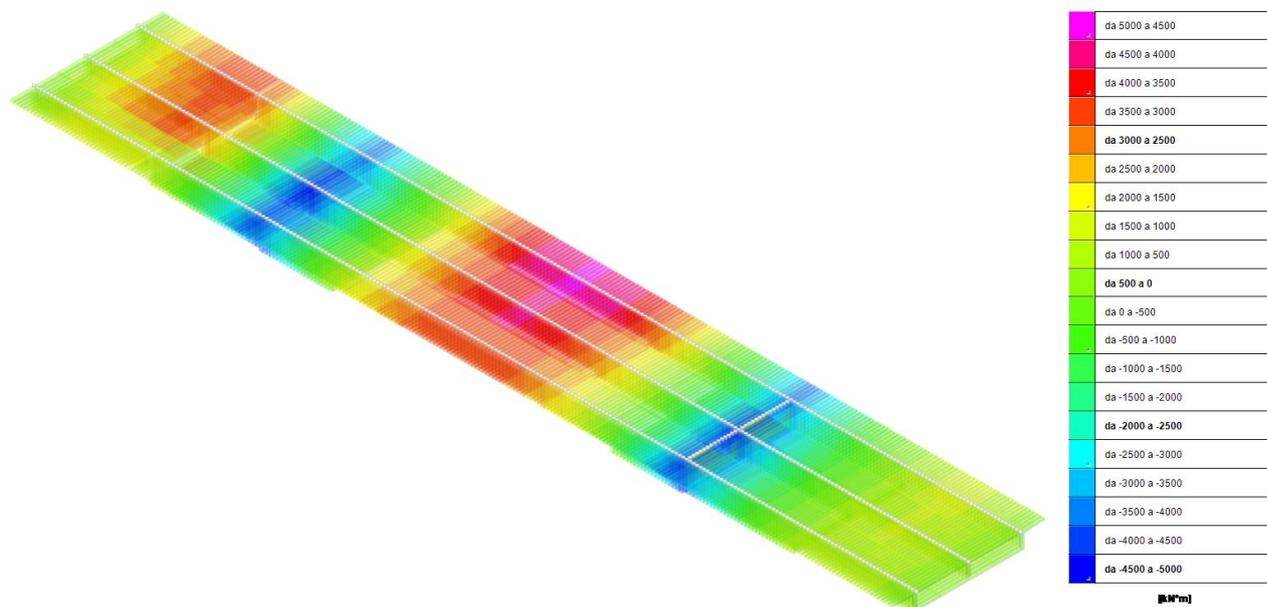


Figura 30: Momento M3 massimo (SLU)

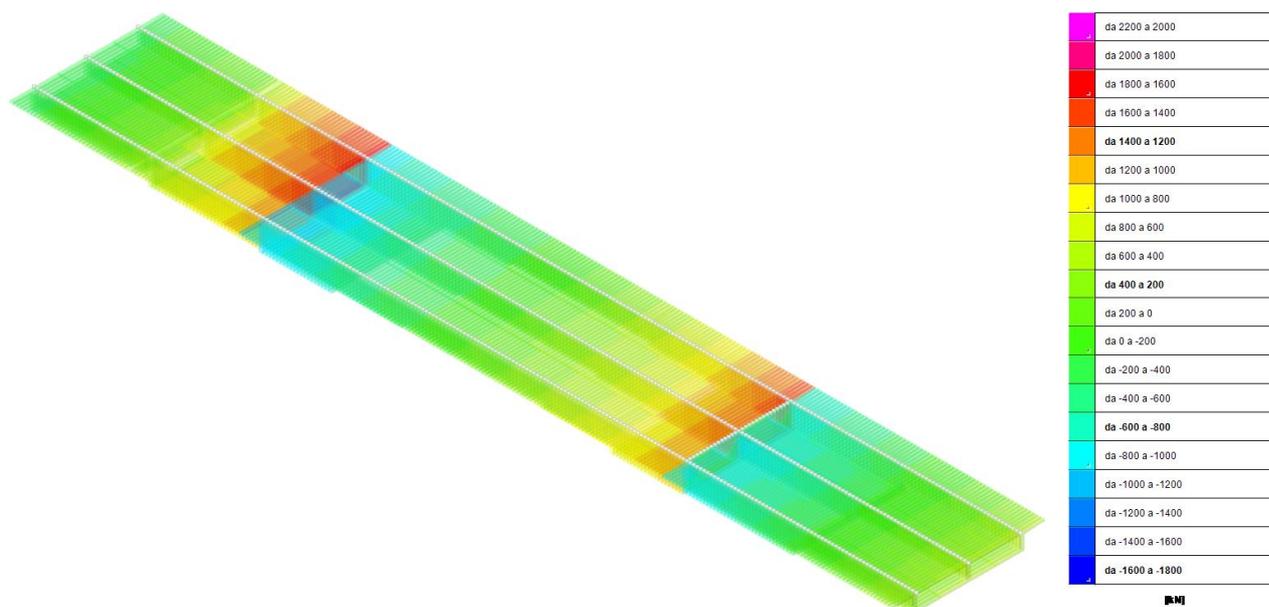


Figura 31: Taglio F2 massimo (SLU)

- Sezione B

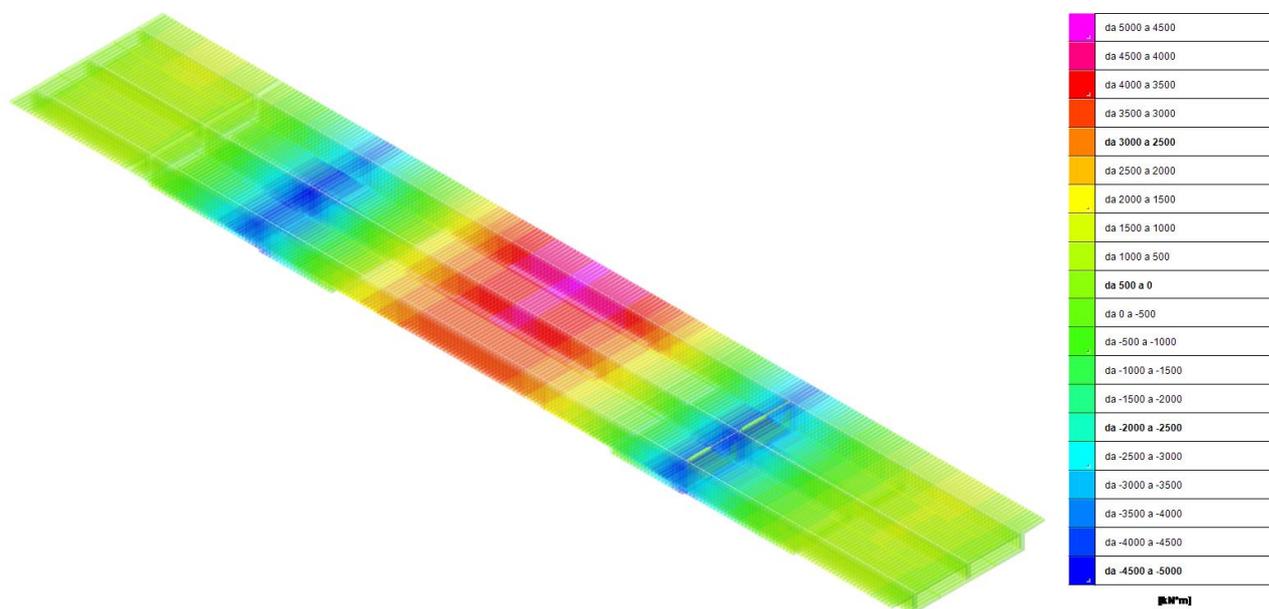


Figura 32: Momento M3 massimo (SLU)

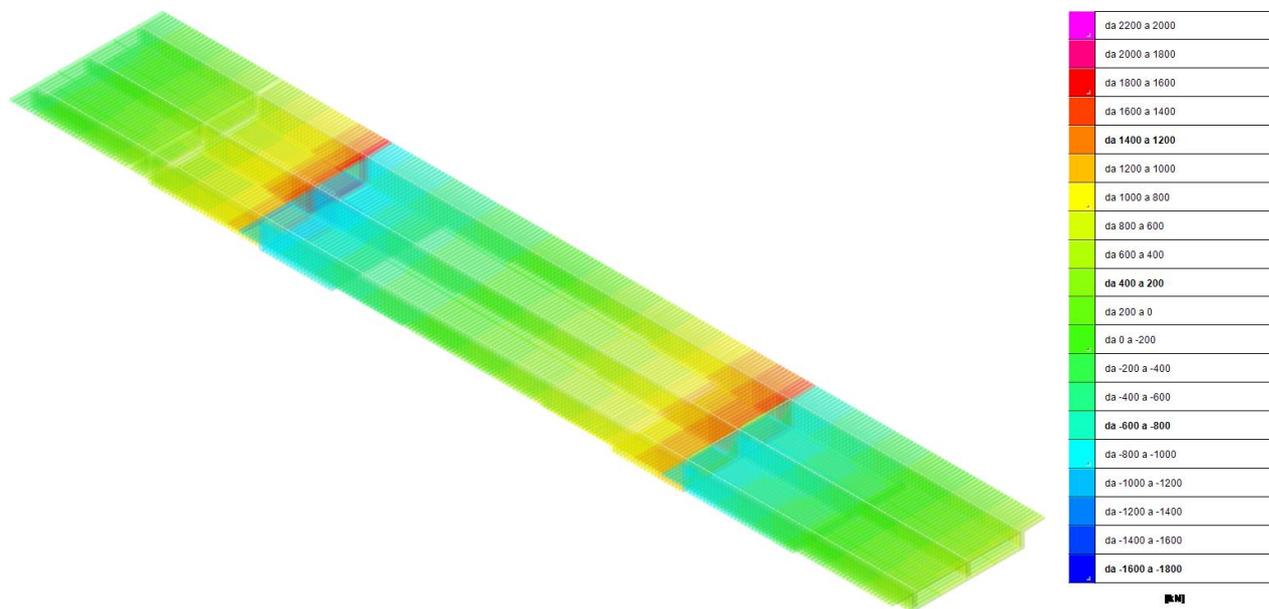


Figura 33: Taglio F2 massimo (SLU)

- Sezione C

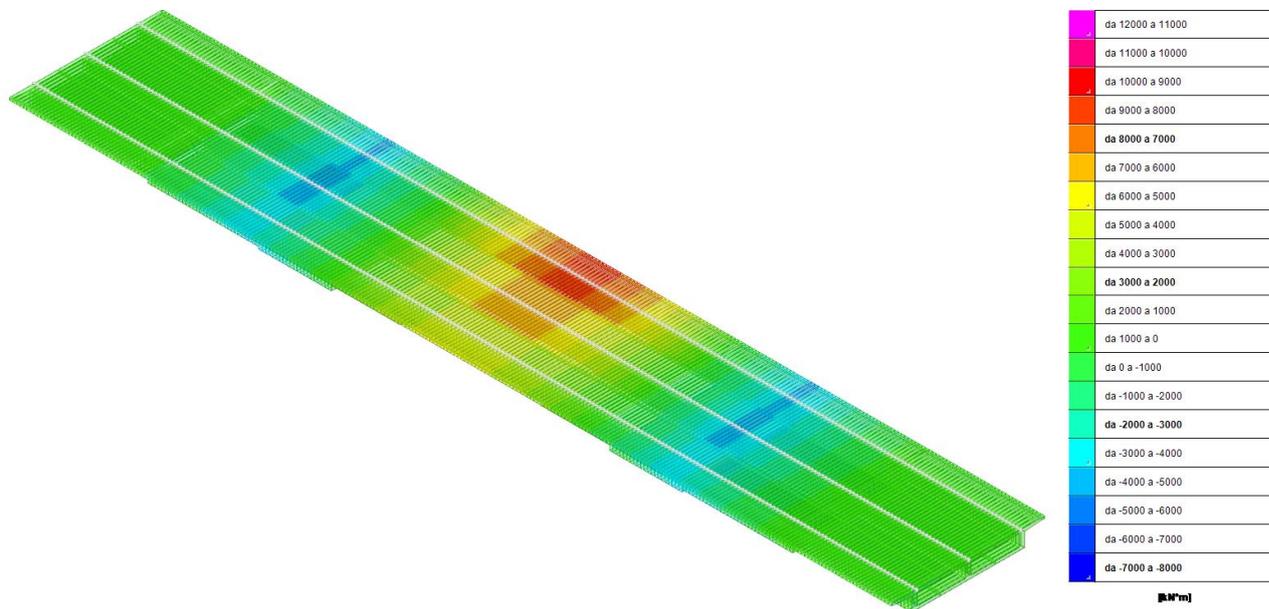


Figura 34: Momento M3 massimo (SLU)

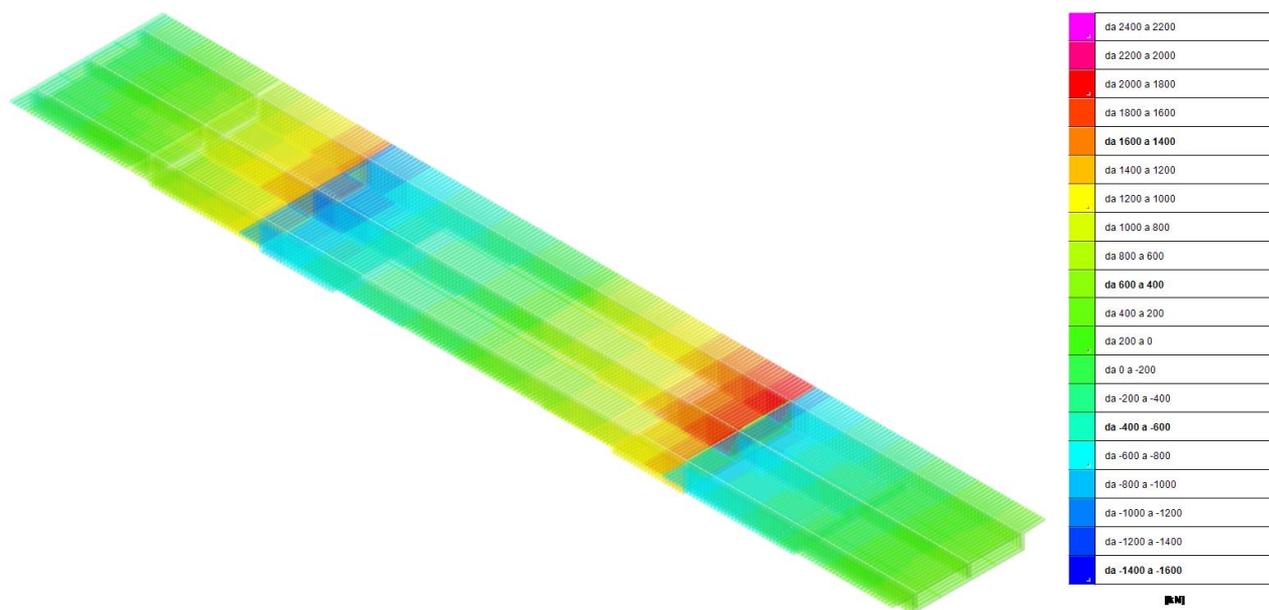


Figura 35: Taglio F2 massimo (SLU)

9.2.1.1.1. Verifica SLU: flessione

Le verifiche sono effettuate per le sezioni indicate al §9.2.1.1.

9.2.1.1.1.1. Sezione A

Si riportano la massima sollecitazione agente nella sezione:

Load	Moment (kN*m)
SLU 4	3499 3387

Si riporta di seguito la verifica:

Titolo: SEZIONE A - Mezzeria Campata esterna

N° Vertici: 9 **N° barre:** 5

N°	x [cm]	y [cm]
1	-20	104
2	-20	0
3	20	0
4	20	104
5	70	115
6	70	132

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	42,41	0	127,5
2	42,41	0	121,5
3	21,21	0	16,5
4	42,41	0	10,5
5	42,41	0	4,5

Materiali: Acciaio, Cls travi

Proprietà	Valore	Unità
ϵ_{su}	67,5	‰
f_{yd}	332,3	N/mm²
E_s	200.000	N/mm²
E_s/E_c	15	
ϵ_{syd}	1,662	‰
$\sigma_{s,adm}$	305,72	N/mm²
ϵ_{c2}	2	‰
ϵ_{cu}	3,5	‰
f_{cd}	28,22	
f_{cc}/f_{cd}	0,8	
$\sigma_{c,adm}$	2,25	
τ_{co}	0,2	
τ_{c1}	0,9714	

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

Tipo flessione: Retta, Deviata

Calcoli: $M_{xRd} = 4.228$ kN m, $\sigma_c = -28,22$ N/mm², $\sigma_s = 332,3$ N/mm², $\epsilon_c = 3,5$ ‰, $\epsilon_s = 48,31$ ‰, $d = 127,5$ cm, $x = 8,613$, $x/d = 0,06755$, $\delta = 0,7$

Si evidenzia come per il calcestruzzo la deformazione sia inferiore ad $\epsilon_{c2}=0.2\%$ e come per l'acciaio abbia una deformazione circa pari al limite elastico. Si riporta il dominio di resistenza della sezione per N minimo.

Il coefficiente di sicurezza minimo risulta f.s.=1.21>1.00, pertanto la verifica è soddisfatta.

Si riporta il calcolo del coefficiente $\zeta_{V,i}$:

Il coefficiente minimo risulta essere pari a 1.26>1.00, pertanto la verifica è soddisfatta.

9.2.1.1.1.2. Sezione B

Si riportano la massima sollecitazione agente nella sezione:

Load	Moment (kN*m)
SLU 3	-6611

Si riporta di seguito la verifica:

Verifica C.A. S.L.U. - File: Sezione B - Pila SLU

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: SEZIONE B - In corrispondenza Pila

N° Vertici: 9 Zoom N° barre: 8 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	-20	182
2	-20	0
3	20	0
4	20	182
5	70	193
6	70	210

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	42,41	0	205,5
2	42,41	0	199,5
3	42,41	0	193,5
4	42,41	0	187,5
5	14,14	0	181,5
6	21,21	0	169,5

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Materiali
 Acciaio Cls travi
 E_{su} 67,5 % E_{c2} 2 %
 f_{yd} 332,3 N/mm² E_{cu} 3,5
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 28,22
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 E_{syd} 1,662 % σ_{c,adm} 2,25
 σ_{s,adm} 305,72 N/mm² τ_{co} 0,2
 τ_{c1} 0,9714

Calcolo
 Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n
 Tipo flessione: Retta Deviata
 N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

Risultati
 M_{xRd} -11.685 kN m
 σ_c -28,22 N/mm²
 σ_s 332,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 5,828 ‰
 d 205,5 cm
 x 77,11 x/d 0,3752
 δ 0,909

Si evidenzia come per il calcestruzzo la deformazione sia inferiore ad $\epsilon_{c2}=0.2\%$ e come per l'acciaio abbia una deformazione circa paria al limite elastico. Si riporta il dominio di resistenza della sezione per N minimo.

Il coefficiente di sicurezza minimo risulta f.s.=1.77>1.00, pertanto la verifica è soddisfatta.

Si riporta il calcolo del coefficiente $\zeta_{V,i}$:

Il coefficiente minimo risulta essere pari a 2.59>1.00, pertanto la verifica è soddisfatta.

9.2.1.1.1.3. Sezione C

Si riportano la massima sollecitazione agente nella sezione:

Load	Moment (kN*m)
SLU 5	8316

Si riporta di seguito la verifica:

Verifica C.A. S.L.U. - File: Sezione C-MEZZERIA SLU

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: **SEZIONE C - Mezzeria Campata Centrale**

N° Vertici: 9 Zoom N° barre: 6 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	-20	112
2	-20	0
3	20	0
4	20	112
5	70	123
6	70	140

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	42,41	0	5,5
2	42,41	0	11,5
3	42,41	0	17,5
4	42,41	0	23,5
5	42,41	0	29,5
6	21,21	0	34,5

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

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

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: Acciaio Cls travi

ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 332,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 28,22 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 1,662 ‰ σ_{c,adm} 15
σ_{s,adm} 305,72 N/mm² τ_{co} 0,88
τ_{c1} 2,429

M_{xRd} 8.595 kNm
σ_c -28,22 N/mm²
σ_s 332,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 15,27 ‰
d 134,5 cm
x 25,08 x/d 0,1865
δ 0,7

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

Tipologia flessione: Retta Deviata

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

Si evidenzia come per il calcestruzzo la deformazione sia inferiore ad $\epsilon_{c2}=0.2\%$ e come per l'acciaio abbia una deformazione circa pari al limite elastico. Si riporta il dominio di resistenza della sezione per N minimo.

Il coefficiente di sicurezza minimo risulta f.s.=1.03>1.00, pertanto la verifica è soddisfatta.

Si riporta il calcolo del coefficiente $\zeta_{V,i}$: il coefficiente minimo risulta essere pari a 1.05>1.00, pertanto la verifica è soddisfatta.

Si riportano di seguito il riepilogo delle verifiche a flessione delle sezioni principali di travi.

Sezione	M _{ed} [kNm]	M _{rd} [kNm]	C.S.	Esito
A-A	3499	4228	1,21	Verifica soddisfatta
B-B	-6611	-11685	1,77	Verifica soddisfatta
C-C	8316	8595	1,03	Verifica soddisfatta

9.2.1.1.2. Verifica SLU: taglio

Le verifiche sono effettuate tutte le sezioni che compongono l'impalcato. Si i riporta la valutazione della resistenza tagliante nella sezione maggiormente sollecitata.

9.2.1.1.2.1. Sezione appoggio

Si riportano la massima sollecitazione agente nella sezione:

Load	Shear-z (kN)
SLU 4	879.00 817

Si riporta di seguito la verifica:

DIMENSIONI GEOMETRICHE		
b	400 mm	Base sezione
h	1000 mm	Altezza sezione
c	45 mm	Copririferro
b'	355 mm	Base utile della sezione
h'	955 mm	Altezza utile della sezione
CALCESTRUZZO		
f_{ck}	49,80 Mpa	Resistenza caratteristica cilindrica a 28 gg
R_{ck}	60,00 Mpa	Resistenza cubica a 28 giorni
α_{cc}	0,85	
f_{cd}	28,22 Mpa	Resistenza di progetto a comp.
γ_c	1,5	
f_{cm}	57,80 Mpa	Resistenza cilindrica media
f_{ctm}	4,06 Mpa	Resistenza di progetto a traz.
f_{ctk}	2,84 Mpa	Resistenza di progetto a traz.
$f_{ctm,flex}$	4,87 Mpa	Resistenza di progetto a traz. Per flessione
E_{cm}	37239 Mpa	Modulo elastico
f_{jd}	56,44 Mpa	Resistenza di progetto localizzata EC2 §6.7
	0,20	Coefficiente di Poisson (non fessurato)
	0,00	Coefficiente di Poisson (fessurato)
	0,000010	Dilatazione termica
η	1	Per barre inferiori a 32mm
f_{bk}	6,40 Mpa	Aderenza acciaio calcestruzzo ROTTURA
f_{bd}	4,26 Mpa	Aderenza acciaio calcestruzzo di prog.
ACCIAIO D'ARMO		
f_{yk}	332,69 Mpa	
f_{yd}	332,30 Mpa	1 FC sull'acciaio d'armo
γ_s	1,15	
DATI ARMATURA		
Armatura Longitudinale		
Diametro armatura tesa	30 mm	
N° barre tese	4	$A_{l, tese} = 2827,4334 \text{ mm}^2$
Diametro armatura compressa	30 mm	
N° barre compresse	2	$A_{l, compresse} = 1413,7167 \text{ mm}^2$
Armatura Trasversale		
Diametro armatura a Taglio (// alla sezione)	30 mm	
Passo armatura a Taglio $s =$	500 mm	
N° bracci delle staffe	2	
A_{sw}	1413,72 mm ²	
A_{sw}/s	2,83	
Inclinazione staffe: α	45,00 °	
Inclinazione puntone: $21,80^\circ < \theta < 45^\circ$	21,80 °	
$\cotan(\alpha)$	1,00	
$\sin(\alpha)$	0,71	SI TRATTA DI UNA TRAVE
Rapporto fra tensione agente e tensione resistente σ_{cp}/f_{cd}	0,00	grado di sfruttamento della sezione a compressione
$\ctan(\theta)$	2,50	di calcolo
$\ctan(\theta)$	2,74	$\theta = 20,1^\circ$ ROTTURA DELLE BIELLE COMPRESSE
VERIFICA A TAGLIO		
Resistenza sezioni non armate a taglio - Resistenza a taglio con le sole armature longitudinali (§4.1.2.3.5.1)		
Resistenza sezioni non armate a taglio		
V_{Rd}	222,33 kN	formula [4.1.23]
V_{min}	0,43	
k	1,458 mm ^{-0.5}	Ntc 2018 §4.1.2.3.5.1 (pag 137)
ρ_l	0,007398	rapporto geometrico di armatura longitudinale
σ_{cp}	0,00 Mpa <	0,00 MPa
α_c	1,000	Ntc 2018 §4.1.2.3.5.1 (pag 139)
f'_{cd}	14,11 Mpa	resistenza delle bielle compresse limitata a $0.5 f_{cd}$
V_{Rd}	222,33 kN	$V_{Rd} = (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$
NON NECESSITA ARMATURA A TAGLIO		
V_{Rd}	173,86 kN	Noma svizzera SIA 262
Resistenza sezioni armate a taglio (§4.1.2.3.5.2)		
Resistenza per rottura armatura a taglio trazione NTC [4.1.27]		
V_{Rsd}	1997,59 kN	$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\ctg\alpha + \ctg\theta) \cdot \sin\alpha$
Resistenza per rottura armatura a taglio compressione NTC [4.1.28]		
V_{Rcd}	2341,91 kN	$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\ctg\alpha + \ctg\theta) / (1 + \ctg^2\theta)$
Verifica di resistenza NTC [4.1.29]		
$V_{RD} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) > V_{Ed}$	1997,59 kN	
SEZIONE VERIFICATA		

La verifica è soddisfatta, il coefficiente di sicurezza risulta f.s.= $V_{Rd}/V_{Sd}=2.27>1.00$.

Il coefficiente minimo risulta essere pari a $2.99>1.00$, pertanto la verifica è soddisfatta.

Sezione	V_{ed} [kN]	V_{rd} [kN]	C.S.	Esito
Appoggio	879	1997,59	2,27	Verifica soddisfatta

9.2.1.1.3. Verifica SLE Caratteristica: tensioni

9.2.1.1.3.1. Sezione mezzeria

Si procede alla verifica degli stati tensionali agenti sul calcestruzzo e sulle armature trasversali.

Con riferimento al §4.1.2.2.5.1 e al 4.1.2.2.5.2 delle NTC2018 si riportano i limite tensionali da adottarsi per la verifica delle tensioni agenti sui materiali (a favore di sicurezza la tensione limite del calcestruzzo viene assunta pari a $\sigma_{c,max}=0.45 \cdot f_{ck}$ valida per le verifiche in combinazione quasi permanente).

- $\sigma_{c,max}=0.45 \cdot f_{ck}=0.45 \cdot 49.80 = 22.41 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_{s,max}=0.80 \cdot f_{yk}=0.80 \cdot 382.15 = 305.72 \text{ N/mm}^2$

Si riportano gli stati tensionali agenti sui materiali della sezione.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Sezione C-MEZZERIA

Titolo: SEZIONE C - Mezzeria Campata Centrale

N° Vertici: 9 Zoom N° barre: 7 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	-20	112	1	42.41	0	5.5
2	-20	0	2	42.41	0	11.5
3	20	0	3	42.41	0	17.5
4	20	112	4	42.41	0	23.5
5	70	123	5	42.41	0	29.5
6	70	140	6	21.21	0	34.5

Materiali:

Acciaio: $E_{su} = 67.5 \%$, $f_{yd} = 332.3 \text{ N/mm}^2$, $E_s = 200.000 \text{ N/mm}^2$, $E_s/E_c = 15$, $E_{syd} = 1.662 \%$, $\sigma_{s,adm} = 305.72 \text{ N/mm}^2$

Cls travi: $E_{c2} = 2 \%$, $E_{cu} = 3.5$, $f_{cd} = 28.22$, $f_{cc}/f_{cd} = 0.8$, $\sigma_{c,adm} = 15$, $\tau_{co} = 0.88$, $\tau_{c1} = 2.429$

Calcoli:

$\sigma_c = -17.14 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = 296.8 \text{ N/mm}^2$

$\epsilon_s = 1.484 \%$

$d = 134.5 \text{ cm}$

$x = 62.42$, $x/d = 0.4641$

$\delta = 1$

Verifica: N° iterazioni: 3

Precompresso:

- $\sigma_{c,max} = 18.09 < 22.41 \text{ N/mm}^2 \rightarrow$ Verificato
- $\sigma_{s,max} = 296.5 < 305.72 \text{ N/mm}^2 \rightarrow$ Non verificato

la verifica tensionale è soddisfatta.

9.2.1.2. Traversi – sollecitazioni e verifiche

I travesi sono di due tipologie quelli intermedi aventi spessore pari a 0.35m e altezza pari a 1.70m mentre quelli di testata hanno spessore pari a 0.4m e altezza pari a 2.0m. si riporta di seguito orditure:

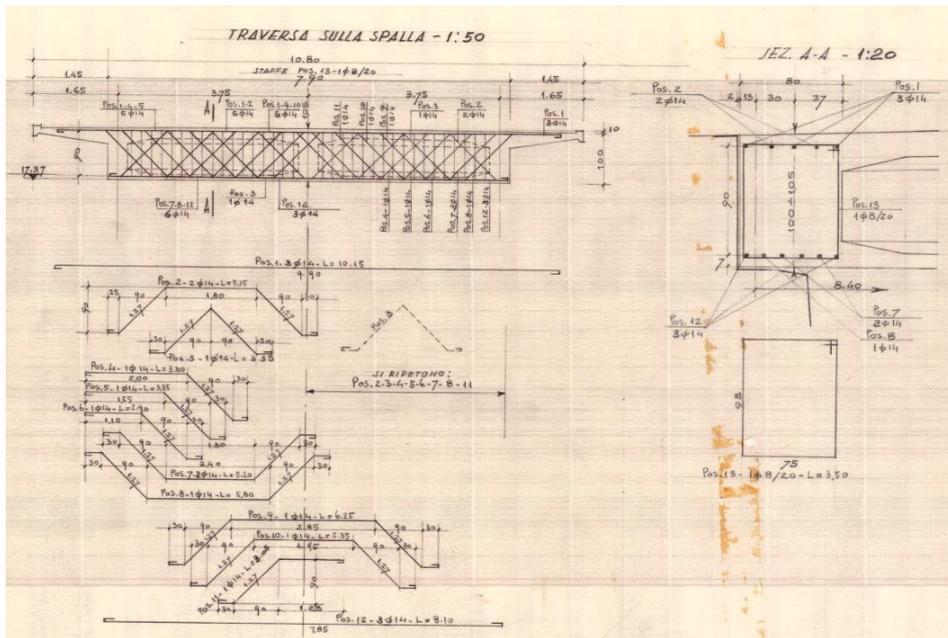


Figura 36 – Armatura traverso su spalla da progetto originale

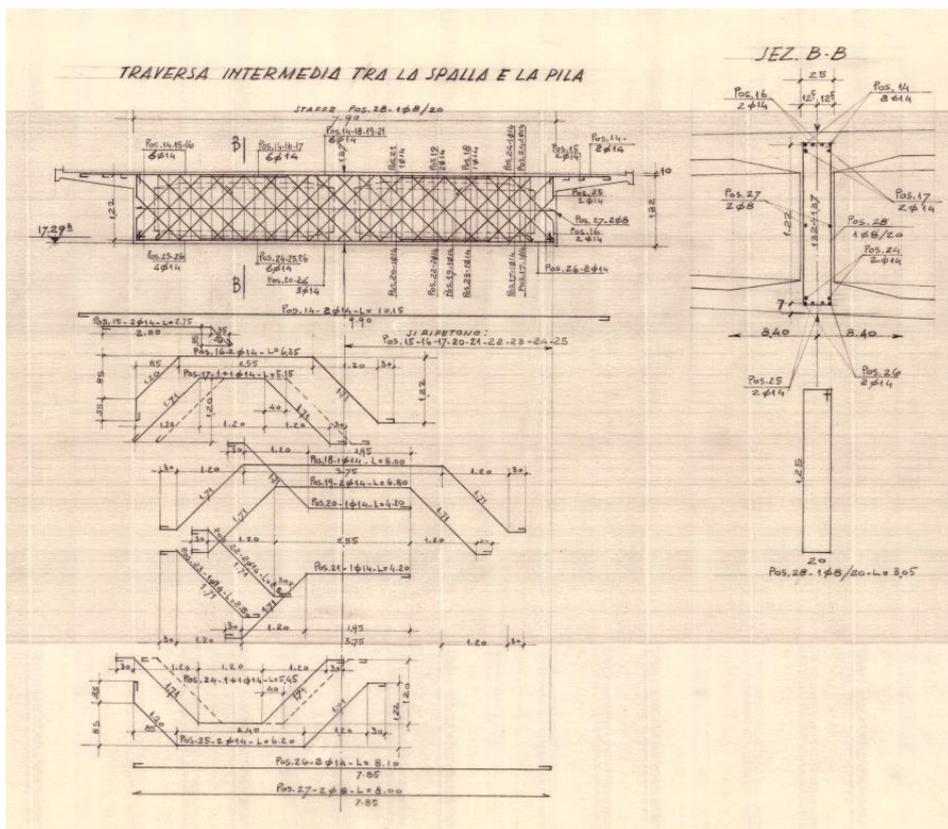


Figura 37 – Armatura traverso tra spalla e pila da progetto originale

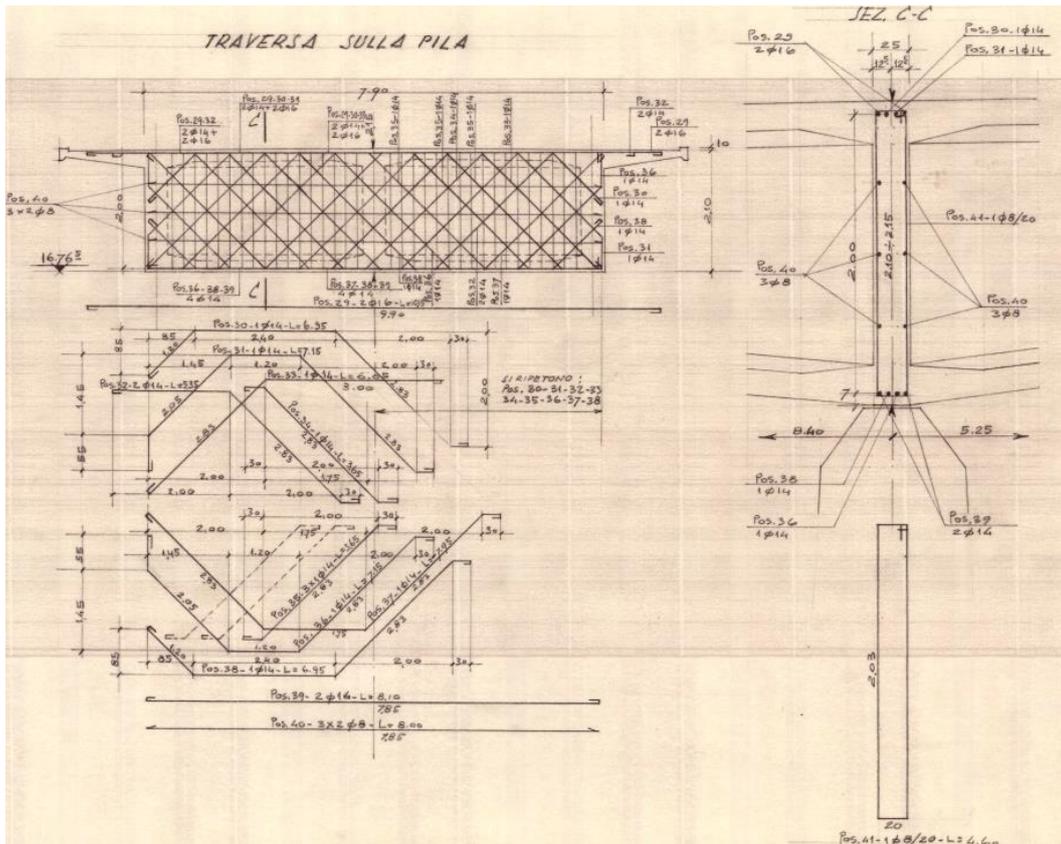


Figura 38 – Armatura traverso su pila da progetto originale

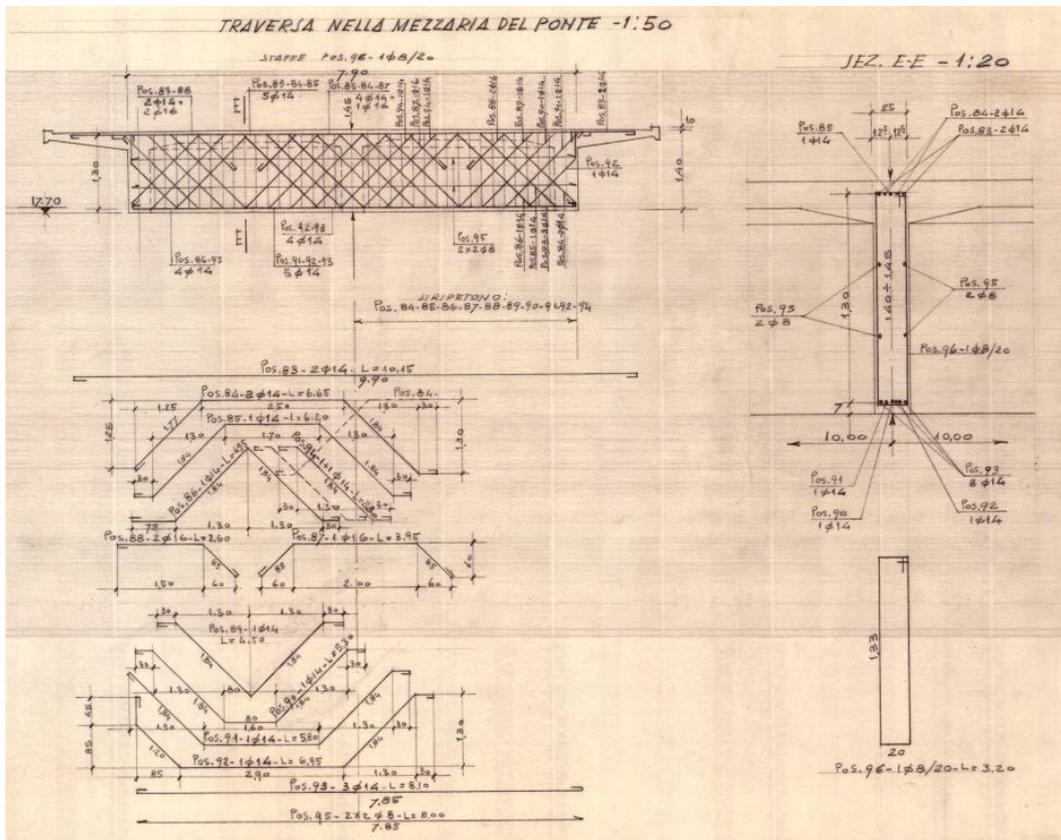


Figura 39 – Armatura traverso sulla mezzaria da progetto originale

Le sollecitazioni massime allo stato limite ultimo valgono:

- Spalla

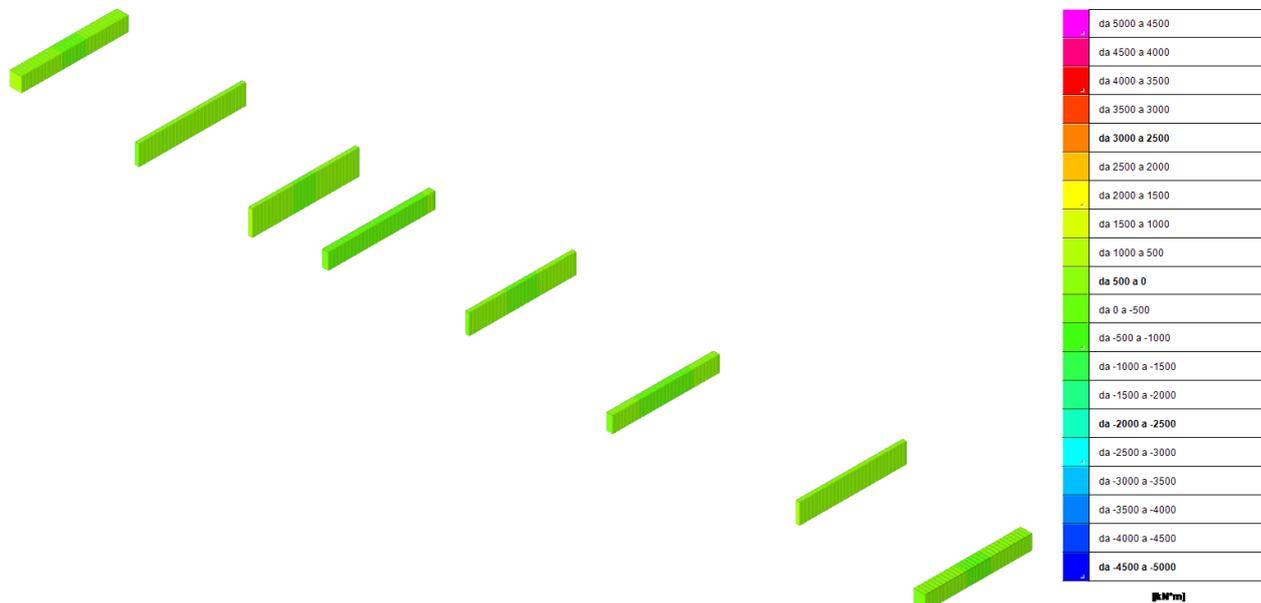


Figura 40: Momento M3 massimo (SLU)

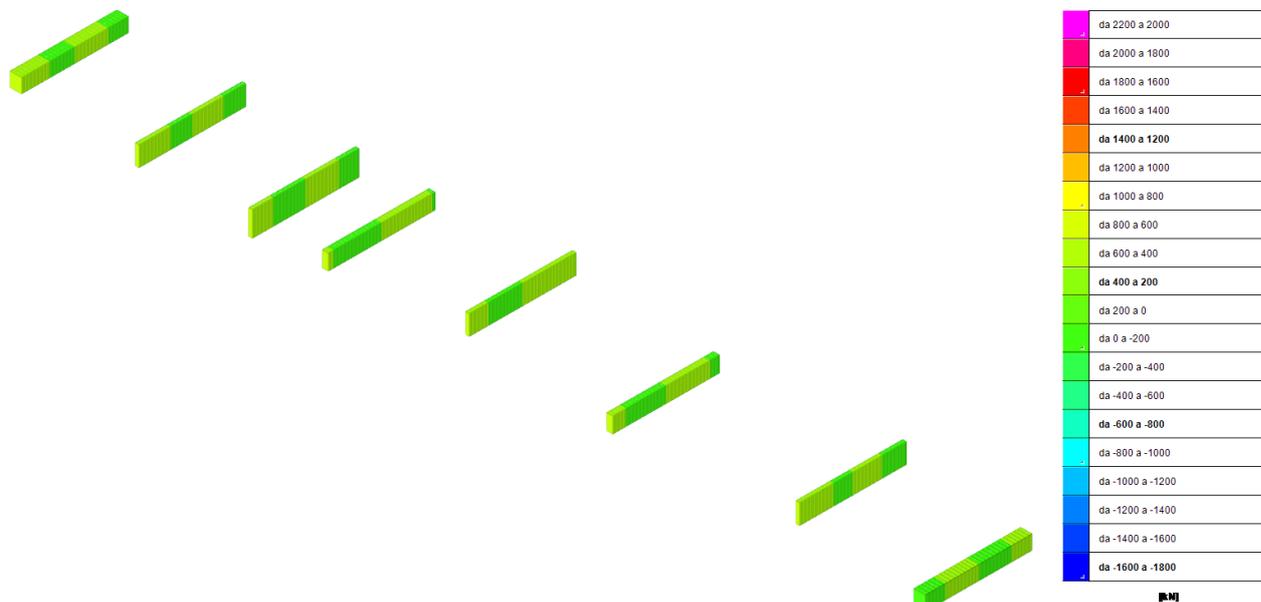


Figura 41: Taglio F2 massimo (SLU)

- Mezzeria

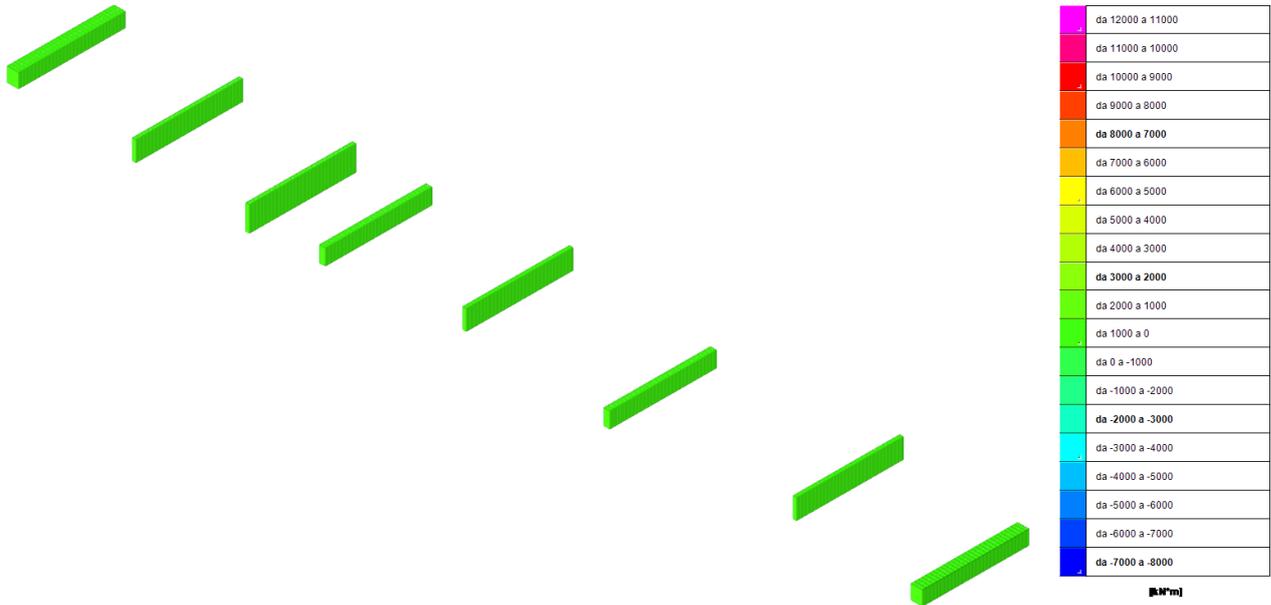


Figura 42: Momento M3 massimo (SLU)

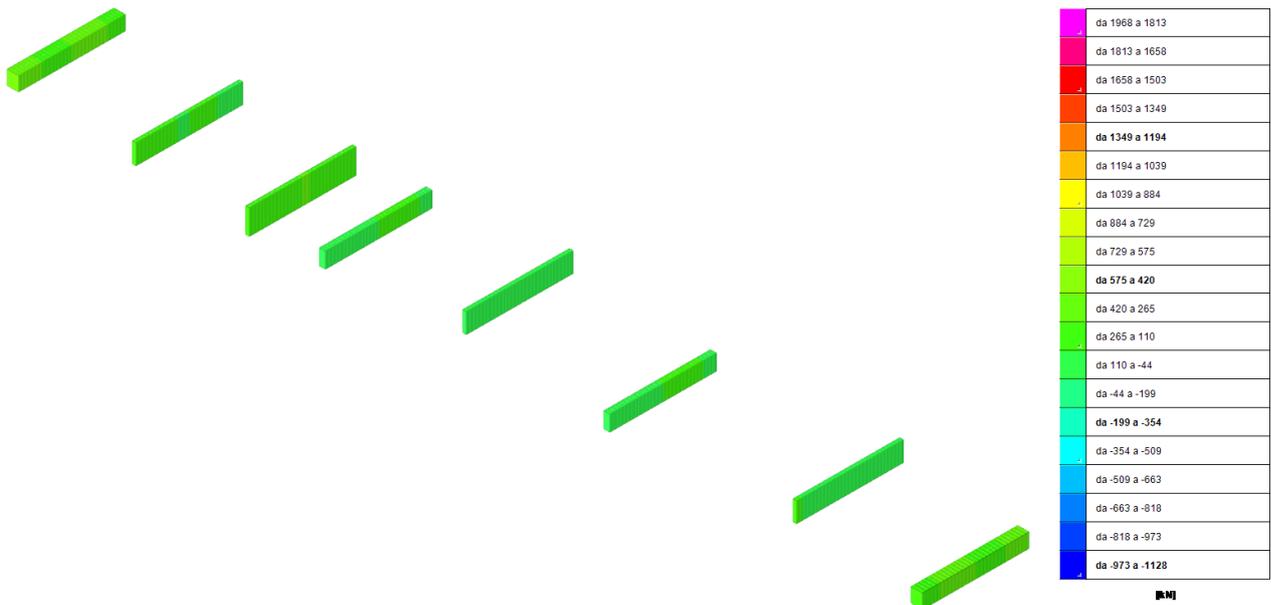


Figura 43: Taglio F2 massimo (SLU)

9.2.1.2.1. Verifica SLU: flessione

Le verifiche sono effettuate per le sezioni indicate al §9.2.1.1. si riportano di seguito quelle più significative ovvero quelle relative al traverso in spalla ed in mezzeria

9.2.1.2.1.1. Traverso spalla

Si riportano la massima sollecitazione agente nella sezione:

Load	Moment-y (kN*m)
SLU 6	196

Si riporta di seguito la verifica:

Verifica C.A. S.L.U. - File: Traverso spalla SLU

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: Traverso spalla

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	80	100	1	7,7	7
			2	7,7	97

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

Materiali

Acciaio	Cls travers
E _{su} 67,5 %	E _{c2} 2 %
f _{yd} 332,3 N/mm²	E _{cu} 3,5
E _s 200.000 N/mm²	f _{cd} 25,53
E _s /E _c 15	f _{cc} /f _{cd} 0,8
E _{syd} 1,662 %	σ _{c,adm} 2,25
σ _{s,adm} 305,72 N/mm²	τ _{co} 0,2
	τ _{c1} 0,9714

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

M-curvatura

Precompresso

Il coefficiente di sicurezza minimo risulta f.s.=1.21>1.00, pertanto la verifica è soddisfatta.

Si riporta il calcolo del coefficiente $\zeta_{V,i}$:

Il coefficiente minimo risulta essere pari a 1.27>1.00, pertanto la verifica è soddisfatta.

9.2.1.2.1.2. Traverso mezzeria

Si riportano la massima sollecitazione agente nella sezione:

Load	Moment-y (kN*m)
SLU 11	232

Si riporta di seguito la verifica:

Verifica C.A. S.L.U. - File: Traverso mezzeria SLU

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: Traverso mezzeria

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	25	140	1	7,7	7
			2	7,7	137

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

Materiali

Acciaio	Cls travers
E _{su} 67,5 %	E _{c2} 2 %
f _{yd} 332,3 N/mm²	E _{cu} 3,5
E _s 200.000 N/mm²	f _{cd} 25,53
E _s /E _c 15	f _{cc} /f _{cd} 0,8
E _{syd} 1,662 %	σ _{c,adm} 2,25
σ _{s,adm} 305,72 N/mm²	τ _{co} 0,2
	τ _{c1} 0,9714

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

M-curvatura

Precompresso

Il coefficiente di sicurezza minimo risulta f.s.=1.49>1.00, pertanto la verifica è soddisfatta.

Si riporta il calcolo del coefficiente $\zeta_{V,i}$:

Il coefficiente minimo risulta essere pari a 1.72>1.00, pertanto la verifica è soddisfatta.

Si riportano di seguito il riepilogo delle verifiche a flessione delle sezioni principali di impalcato.

Sezione	M _{ed} [kNm]	M _{rd} [kNm]	C.S.	Esito
Spalla	196	236.8	1,21	Verifica soddisfatta
Mezzeria	232	346	1,49	Verifica soddisfatta

9.2.1.2.2. Verifica SLU: taglio

Le verifiche sono effettuate per le due tipologie di traverso nelle zone che presenta la sollecitazione tagliante maggiore.

9.2.1.2.2.1. Traverso spalla

Si riportano la massima sollecitazione agente nella sezione:

Load	Shear-z (kN)
SLU 6	256

Si riporta di seguito la verifica:

DIMENSIONI GEOMETRICHE		
b	800 mm	Base sezione
h	1000 mm	Altezza sezione
c	40 mm	Coprriferro
b'	760 mm	Base utile della sezione
h'	960 mm	Altezza utile della sezione
CALCESTRUZZO		
f _{ck}	45,06 Mpa	Resistenza caratteristica cilindrica a 28 gg
R _{ck}	54,29 Mpa	Resistenza cubica a 28 giorni
α _{cc}	0,85	
f _{cd}	25,53 Mpa	Resistenza di progetto a comp.
γ _c	1,5	
f _{cm}	53,06 Mpa	Resistenza cilindrica media
f _{ctm}	3,80 Mpa	Resistenza di progetto a traz.
f _{ctk}	2,66 Mpa	Resistenza di progetto a traz.
f _{ctm,flex}	4,56 Mpa	Resistenza di progetto a traz. Per flessione
E _{cm}	36295 Mpa	Modulo elastico
f _{jd}	51,07 Mpa	Resistenza di progetto localizzata EC2 §6.7
	0,20	Coefficiente di Poisson (non fessurato)
	0,00	Coefficiente di Poisson (fessurato)
	0,000010	Dilatazione termica
η	1	Per barre inferiori a 32mm
f _{bk}	5,98 Mpa	Aderenza acciaio calcestruzzo ROTTURA
f _{bd}	3,99 Mpa	Aderenza acciaio calcestruzzo di prog.
ACCIAIO D'ARMO		
f _{yk}	332,69 Mpa	
f _{yd}	332,30 Mpa	1 FC sull'acciaio d'armo
γ _s	1,15	

DATI ARMATURA			
Armatura Longitudinale			
Diametro armatura tesa	14 mm		
N° barre tese	6	$A_{l, \text{tese}}$	923,6 mm ²
Diametro armatura compressa	14 mm		
N° barre compresse	5	$A_{l, \text{comprese}}$	769,7 mm ²
Armatura Trasversale			
Diametro armatura a Taglio (// alla sezione)	8 mm		
Passo armatura a Taglio s=	200 mm		
N° bracci delle staffe	2		
A_{sw}	100,53 mm ²		
A_{sw}/s	0,50		
Inclinazione staffe : α	90,00 °		
Inclinazione puntone : $21,80^\circ < \theta < 45^\circ$	21,80 °		
$\cotan(\alpha)$	0,00		
$\sin(\alpha)$	1,00	SI TRATTA DI UNA TRAVE	
Rapporto fra tensione agente e tensione resistente σ_{cp}/f_{cd}	0,00	grado di sfruttamento della sezione a compressione	
$\ctan(\theta)$	2,50	di calcolo	
$\ctan(\theta)$	7,76	$\theta = 7,3^\circ$	ROTTURA DELLE BIELLE COMPRESSE
VERIFICA A TAGLIO (NTC2018-DM14/01/2008 §4.1.2.3.5)			
Resistenza sezioni non armate a taglio - Resistenza a taglio con le sole armature longitudinali (§4.1.2.3.5.1)			
Resistenza sezioni non armate a taglio			
V_{Rd}	235,72 kN	formula [4.1.23]	
v_{min}	0,41		
k	1,456 mm ^{-0,5}	Ntc 2018 §4.1.2.3.5.1 (pag 137)	
ρ_l	0,001202	rapporto geometrico di armatura longitudinale	
σ_{cp}	0,00 Mpa <	0,00 MPa	
α_c	1,000	Ntc 2018 §4.1.2.3.5.1 (pag 139)	
f'_{cd}	12,77 Mpa	resistenza delle bielle compresse limitata a 0.5 f_{cd}	
V_{Rd}	317,14 kN	$V_{Rd} = \{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0$	
NON NECESSITA ARMATURA A TAGLIO			
	331,32 kN	Noma svizzera SIA 262	
Resistenza sezioni armate a taglio (§4.1.2.3.5.2)			
Resistenza per rottura armatura a taglio trazione NTC [4.1.27]			
V_{Rsd}	360,61 kN	$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\ctg\alpha + \ctg\theta) \cdot \sin\alpha$	
Resistenza per rottura armatura a taglio compressione NTC [4.1.28]			
V_{Rcd}	3042,87 kN	$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\ctg\alpha + \ctg\theta) / (1 + \ctg^2\theta)$	
Verifica di resistenza NTC [4.1.29]			
$V_{RD} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) > V_{Ed}$	360,61 kN		
SEZIONE VERIFICATA			

La verifica è soddisfatta, il coefficiente di sicurezza risulta f.s.= $V_{Rd}/V_{Sd}=1.55 > 1.00$.

Il coefficiente minimo risulta essere pari a 1.80 > 1.00, pertanto la verifica è soddisfatta.

Sezione	V_{ed} [kN]	V_{rd} [kN]	C.S.	Esito
Spalla	256	360,61	1,55	Verifica soddisfatta

9.2.1.3. Soletta intermedia – sollecitazioni e verifiche

La soletta in calcestruzzo armato costituente l'impalcato esistente presenta uno spessore minimo di 0.19m.

Segue rappresentazione delle armature della soletta tratte dalle tavole di progetto.

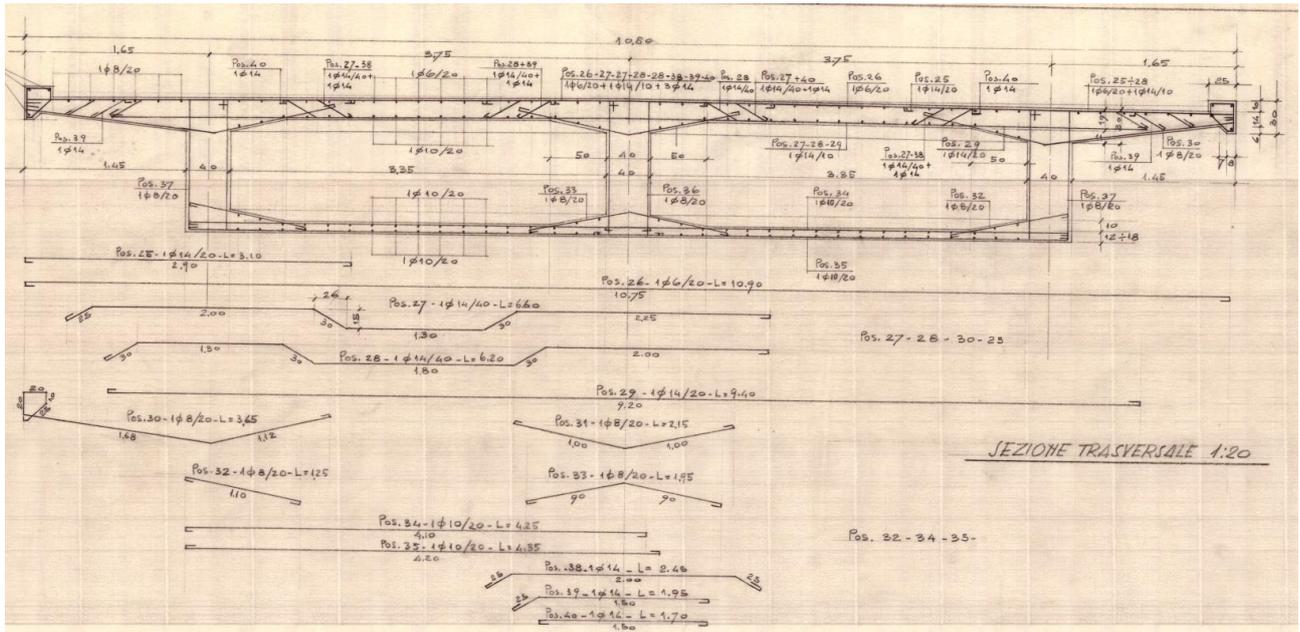


Figura 44 – Sezione soletta da progetto originale

In accordo a quanto previsto dalle vigenti NTC2018, §5.1.3.3.6, i carichi concentrati da considerarsi ai fini delle verifiche locali ed associati agli Schemi di Carico 1, 2, 3 e 4 si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta. La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire secondo un angolo di 45°, fino al piano medio della struttura della soletta sottostante (vedasi immagine successiva). Ai fini del calcolo delle strutture secondarie dell’impalcato (solette, marciapiedi, traversi, ecc.) si devono prendere in considerazione i carichi già definiti in precedenza, nelle posizioni di volta in volta più gravose per l’elemento considerato. In alternativa si considera, se più gravoso, il carico associato allo Schema 2, disposto nel modo più sfavorevole e supposto viaggiante in direzione longitudinale.

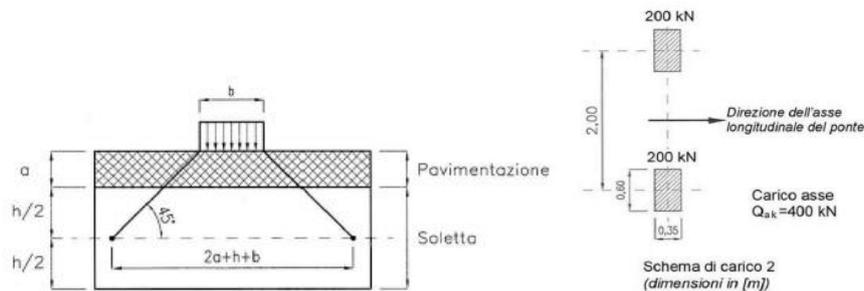


Figura 45: Diffusione dei carichi concentrati nelle solette e schema di carico 2

Si procede di seguito alla determinazione delle sollecitazioni agenti sulla soletta nella sezione di mezzaria e nella sezione di attacco della soletta stessa alle travi di impalcato considerando uno schema di calcolo di trave incastrata ai bordi. Segue determinazione delle sollecitazioni agenti.

P.P. soletta: $g_{1a} = 0.19 \cdot 25.00 = 4.75 \text{ kN/m}^2$

P.P. pavimentazione $g_2 = 0.10 \cdot 20.00 = 2.00 \text{ kN/m}^2$

Modello documento	RCS	Pagina	65 di 120
Rev. Data	Oggetto della Revisione	Redatto	Verificato
01 31/07/2024	Emissione	SB	GS
		Approvato	GS

Q1 Schema Carico 1 $Q_1=150\text{kN}$ (due impronte in senso longitudinale al ponte)

Q1 Schema Carico 2 $Q_1=200\text{kN}$ (una impronta in senso longitudinale al ponte)

Per il calcolo delle sollecitazioni indotte dalle impronte di carico tandem degli Schemi di Carico 1 e 2, si procede alla determinazione dell'area di diffusione delle impronte stesse all'interno della soletta. Con riferimento allo schema di diffusione dei carichi concentrati proposto dalle NTC2018, si assume un angolo $\alpha=45^\circ$ che porta ad ottenere le seguenti aree di diffusione per gli Schemi di Carico in esame.

Schema di Carico 1

Dimensione impronta in senso longitudinale	$a=400\text{mm}$
Dimensione impronta in senso trasversale	$b=400\text{mm}$
Numero impronte tandem (longitudinale)	2
Interasse impronte tandem (longitudinale)	$i_i=1200\text{mm}$
Interasse delle travi	$i_t=3750\text{mm}$
Spessore pavimentazione	$t_p=100\text{mm}$
Spessore soletta	$t_s=190\text{mm}$
Dimensione diffusa in senso longitudinale	$a'=a+2*t_p+t_s+i_i+i_t/2=$ $=400+2*100+190+1200+3750/2=3865\text{mm}$
Dimensione diffusa in senso trasversale	$b'=b+2*t_p+t_s=$ $=400+2*100+190=790\text{mm}$
Carico tandem per unità di superficie	$q_1=Q_1/(a'*b')=$ $=150*2/(3.865*0.790)=98.25\text{kN/m}^2$

Schema di Carico 2

Dimensione impronta in senso longitudinale	$a=350\text{mm}$
Dimensione impronta in senso trasversale	$b=600\text{mm}$
Numero impronte tandem (longitudinale)	1
Interasse impronte tandem (longitudinale)	$i_i=1200$
Interasse delle travi	$i_t=3750\text{mm}$
Spessore pavimentazione	$t_p=100\text{mm}$
Spessore soletta	$t_s=190\text{mm}$
Dimensione diffusa in senso longitudinale	$a'=a+2*t_p+t_s+i_i+i_t/2=$ $=350+2*100+190+1200+3750/2=3815\text{mm}$
Dimensione diffusa in senso trasversale	$b'=b+2*t_p+t_s=$ $=600+2*100+190=990\text{mm}$
Carico tandem per unità di superficie	$q_1=Q_1/(a'*b')=$ $=200/(3.815*0.99)=52.95\text{kN/m}^2$

Modello documento		RCS	Pagina		66 di 120
Rev.	Data	Oggetto della Revisione	Redatto	Verificato	Approvato
01	31/07/2024	Emissione	SB	GS	GS

Si riporta il calcolo delle sollecitazioni agenti al metro lineare di soletta nelle combinazioni principali di verifica.

Combinazione SLU

Sollecitazioni trasversali

$$M_{\min,t} = -(1/12) * q * L^2 = -(1/12) * (1.35 * 4.75 + 1.5 * 2 + 1.35 * 98.25) * 0.99^2 = -11.60 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{\max,t} = +(1/24) * q * L^2 = (1/24) * (1.35 * 4.75 + 1.5 * 2 + 1.35 * 98.25) * 0.99^2 = +5.80 \text{ kN.m/m}$$

$$V_{\max,t} = +q * L/2 = (1.35 * 4.75 + 1.5 * 2 + 1.35 * 98.25) * 0.99/2 = +68.92 \text{ kN/m}$$

9.2.1.3.1. Verifica SLU: flessione

Si procede alla verifica strutturale a flessione in combinazione SLU della soletta d'impalcato nelle sezioni maggiormente critiche. Le verifiche riguardano la soletta nella sua direzione trasversale rispetto all'asse del ponte.

Momento $M_{Sd,min}^{(-)}$

In corrispondenza della sezione di appoggio sulle travi si ha il minimo momento sollecitante $M_{Sd,min}^{(-)} = -11.60$ kN.m/m. La sezione trasversale di verifica ha dimensioni 1000x190mm. Si procede alla verifica a flessione per le sollecitazioni che inducono il maggior cimento riportando gli stati tensionali agenti sui materiali ed il diagramma di interazione M-N.

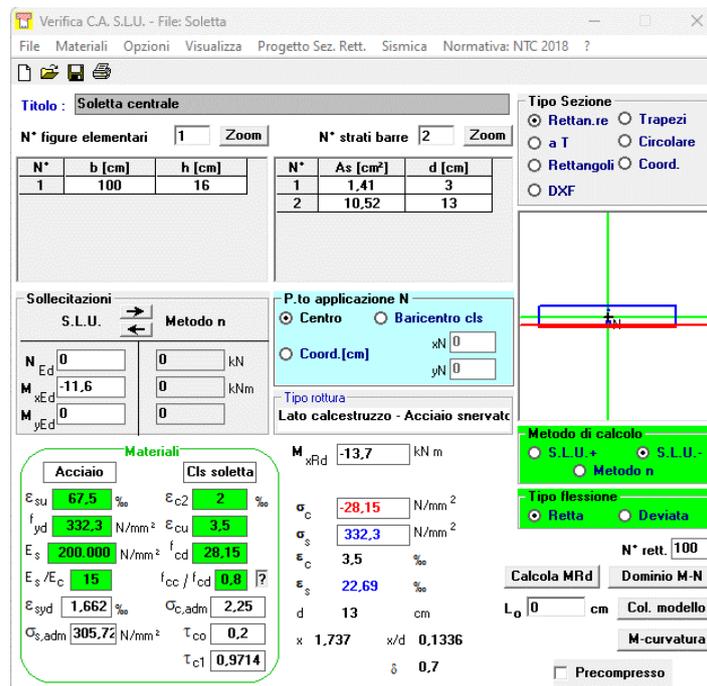


Figura 46: Tensioni

Si evidenzia come per l'acciaio non si superi la deformazione del ramo elastico pari a $\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_s = 332.8 / 200000 = 0.166\%$ e per il calcestruzzo non sia superata la deformazione del tratto parabolico della legge costitutiva pari a $\epsilon_{c2} = 0.20\%$.

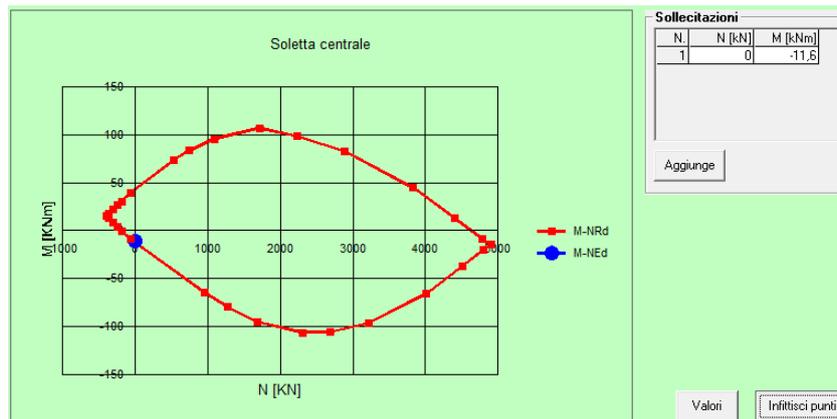


Figura 47: Diagramma M-N

Segue sunto delle verifiche a flessione della sezione in esame (per N costante):

$$M_{sd} = 11.60 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{Rd} = 13.70 \text{ kN.m/m}$$

Il coefficiente di sicurezza è pari a $C.S. = M_{Rd}/M_{sd} = 13.70/11.60 = 1.18 > 1.00$, pertanto la verifica è soddisfatta.

Si determina il fattore $\zeta_{v,i}$ definito come il rapporto tra il valore massimo del sovraccarico verticale variabile sopportabile dalla parte i-esima della costruzione e il valore del sovraccarico verticale variabile che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.

$$M_{Rd} = 13.70 \text{ kN.m} \quad \text{Momento resistente}$$

$$M_{sd,G1} = 0.38 \text{ kN.m} \quad \text{Momento sollecitante pesi permanenti } G_1$$

$$M_{sd,G2} = 0.16 \text{ kN.m} \quad \text{Momento sollecitante pesi permanenti } G_2$$

$$M_{sd,Q} = 8.02 \text{ kN.m} \quad \text{Momento sollecitante carichi traffico } Q$$

$$\zeta_v = (M_{Rd} - \gamma_{G1} * M_{sd,G1} - \gamma_{G2} * M_{sd,G2}) / \gamma_Q * M_{sd,Q}$$

$$= (13.70 - 1.35 * 0.38 - 1.5 * 0.16) / (1.35 * 8.02) = 1.19 > 1.00$$

La verifica pertanto è soddisfatta in condizione di ponte Adeguato.

Momento $M_{sd,max}^{(+)}$ in mezzeria

In corrispondenza della sezione di mezzeria tra le travi principali si ha il massimo momento sollecitante pari a $M_{sd,max}^{(+)} = 5.80 \text{ kN.m/m}$. La sezione trasversale di verifica ha dimensioni $1000 \times 190 \text{ mm}$. Si procede alla verifica a flessione per le sollecitazioni che inducono il maggior cimento riportando gli stati tensionali agenti sui materiali ed il diagramma di interazione M-N.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Soletta

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: **Soletta centrale**

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	16	1	1.41	3
			2	10.52	13

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 5.8 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

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

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 43.98 kN m

Materiali Acciaio Cls soletta

Proprietà	Valore	Unità
ε _{su}	67.5	%
f _{yd}	332.3	N/mm²
E _s	200.000	N/mm²
E _s /E _c	15	
ε _{syd}	1.662	%
C _{s,adm}	305.72	N/mm²
ε _{c2}	2	%
ε _{cu}	3.5	%
f _{cd}	28.15	N/mm²
f _{cc} /f _{cd}	0.8	
C _{c,adm}	2.25	
τ _{co}	0.2	
τ _{c1}	0.9714	

σ_c 28.15 N/mm²
 σ_s 332.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 22.69 ‰
 d 13 cm
 x 1.737 x/d 0.1336
 δ 0.7

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

Tipo flessione Retta

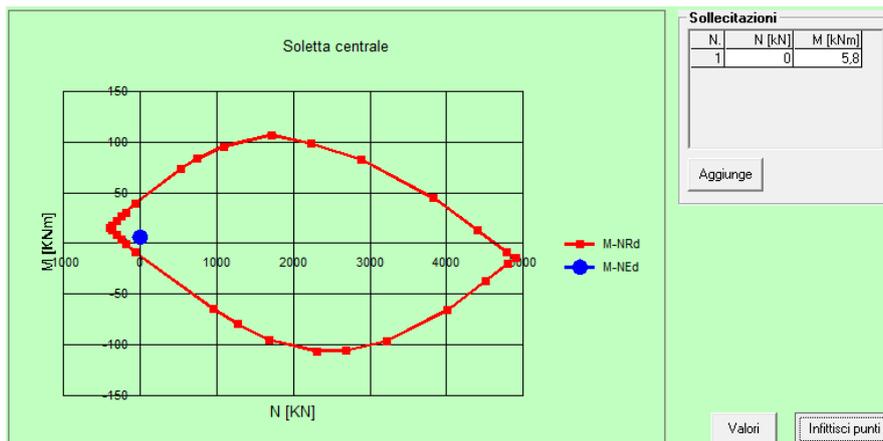
N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

M-curvatura

Precompresso



Segue sunto delle verifiche a flessione della sezione in esame (per N costante):

$$M_{sd}=5.80 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{rd}=43.98 \text{ kN.m/m}$$

Il coefficiente di sicurezza è pari a $C.S.=M_{rd}/M_{sd}=43.98/5.80=7.58>1.00$, pertanto la verifica è soddisfatta.

Si determina il fattore $\zeta_{v,i}$ definito come il rapporto tra il valore massimo del sovraccarico verticale variabile sopportabile dalla parte i-esima della costruzione e il valore del sovraccarico verticale variabile che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.

$$M_{rd}=43.98 \text{ kN.m} \quad \text{Momento resistente}$$

$$M_{sd,G1}=0.19 \text{ kN.m} \quad \text{Momento sollecitante pesi permanenti } G_1$$

$$M_{sd,G2}=0.08 \text{ kN.m} \quad \text{Momento sollecitante pesi permanenti } G_2$$

$$M_{sd,Q}=4.01 \text{ kN.m} \quad \text{Momento sollecitante carichi traffico } Q$$

$$\zeta_v=(M_{rd}-\gamma_{G1} * M_{sd,G1}-\gamma_{G2} * M_{sd,G2})/\gamma_Q * M_{sd,Q}$$

$$=(43.98-1.35 * 0.19-1.5 * 0.08)/(1.35 * 4.01)=8.05>1.00$$

La verifica pertanto è soddisfatta in condizione di ponte Adeguato.

9.2.1.3.2. Verifica SLU: taglio

Il massimo sforzo tagliante sollecitante $V_{Sd,max}$ in appoggio sulle travi è pari a $V_{Sd,max}=68.92\text{kN/m}$. Si procede alla verifica della sezione trasversale di dimensioni $1000\times 190\text{mm}$ come di seguito riportato.

DIMENSIONI GEOMETRICHE			
b	1000 mm	Base sezione	
h	190 mm	Altezza sezione	
c	30 mm	Copririferro	
b'	970 mm	Base utile della sezione	
h'	160 mm	Altezza utile della sezione	
CALCESTRUZZO			
Scegliere dal menu a tendina			
f_{ck}	49,67 Mpa	Resistenza caratteristica cilindrica a 28 gg	
R_{ck}	59,84 Mpa	Resistenza cubica a 28 giorni	
α_{cc}	0,85		
f_{cd}	28,15 Mpa	Resistenza di progetto a comp.	
γ_c	1,5		
f_{cm}	57,67 Mpa	Resistenza cilindrica media	
f_{ctm}	4,05 Mpa	Resistenza di progetto a traz.	
f_{ctk}	2,84 Mpa	Resistenza di progetto a traz.	
$f_{ctm,flex}$	4,86 Mpa	Resistenza di progetto a traz. Per flessione	
E_{cm}	37214 Mpa	Modulo elastico	
f_{jd}	56,29 Mpa	Resistenza di progetto localizzata EC2 §6.7	
	0,20	Coefficiente di Poisson (non fessurato)	
	0,00	Coefficiente di Poisson (fessurato)	
	0,000010	Dilatazione termica	
η	1	Per barre inferiori a 32mm	
f_{bk}	6,38 Mpa	Aderenza acciaio calcestruzzo ROTTURA	
f_{bd}	4,26 Mpa	Aderenza acciaio calcestruzzo di prog.	
ACCIAIO D'ARMO			
f_{yk}	332,69 Mpa		
f_{yd}	332,30 Mpa	1 FC sull'acciaio d'armo	
γ_s	1,15		
DATI ARMATURA			
Armatura Longitudinale			
Diametro armatura tesa	6 mm		
N° barre tese	5	$A_{l,tese}$	141,4 mm ²
Diametro armatura compressa	14 mm		
N° barre compresse	7	$A_{l,compresse}$	1051 mm ²
VERIFICA A TAGLIO			
Resistenza sezioni non armate a taglio - Resistenza a taglio con le sole armature longitudinali (§4.1.2.3.5.1)			
Resistenza sezioni non armate a taglio			
V_{Rd}	62,86 kN	formula [4.1.23]	
v_{min}	0,70		
k	2,000 mm ^{-0,5}	Ntc 2018 §4.1.2.3.5.1 (pag 137)	
ρ_l	0,000883	rapporto geometrico di armatura longitudinale	
σ_{cp}	0,00 Mpa <	0,00 MPa	
α_c	1,000	Ntc 2018 §4.1.2.3.5.1 (pag 139)	
f'_{cd}	14,07 Mpa	resistenza delle bielle compresse limitata a $0.5 f_{cd}$	
V_{Rd}	111,63 kN	$V_{Rd} = \{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$	
NON NECESSITA ARMATURA A TAGLIO			
	166,81 kN	Noma svizzera SIA 262	

Il contributo resistente a taglio della soletta fornito dal solo calcestruzzo è pari a $V_{Rd,c}=111.63\text{kN/m}$.

Pertanto, la verifica porge:

$$V_{Sd}=68.92\text{kN/m} < V_{Rd,c}=111.63 \text{ kN/m}$$

Modello documento		RCS	Pagina		70 di 120
Rev.	Data	Oggetto della Revisione	Redatto	Verificato	Approvato
01	31/07/2024	Emissione	SB	GS	GS

La verifica risulta soddisfatta ed il coefficiente di sicurezza minimo è pari a $C.S.=V_{Rd}/V_{Sd}=111.63/68.92=1.62>1.00$.

Si determina il fattore $\zeta_{v,i}$ definito come il rapporto tra il valore massimo del sovraccarico verticale variabile sopportabile dalla parte i-esima della costruzione e il valore del sovraccarico verticale variabile che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.

- $V_{Rd}=111.63$ kN *Taglio resistente*
- $V_{Sd,G1}=2.35$ kN *Taglio sollecitante pesi permanenti G_1*
- $V_{Sd,G2}=0.99$ kN *Taglio sollecitante pesi permanenti G_2*
- $V_{Sd,Q}=48.64$ kN *Taglio sollecitante carichi traffico Q*

$$\zeta_v = (V_{Rd} - \gamma_{G1} * V_{Sd,G1} - \gamma_{G2} * V_{Sd,G2}) / (\gamma_Q * V_{Sd,Q})$$

$$= (111.63 - 1.35 * 2.35 - 1.5 * 0.99) / (1.35 * 48.64) = 1.63 > 1.00$$

La verifica pertanto è soddisfatta in condizione di ponte Adeguato.

9.2.1.4. Sbalzo Soletta – sollecitazioni e verifiche

La soletta in calcestruzzo armato costituente l’impalcato esistente presenta uno spessore di 0.30m e uno sbalzo paria a 1.19m. Segue rappresentazione delle armature della soletta tratte dalle tavole di progetto.

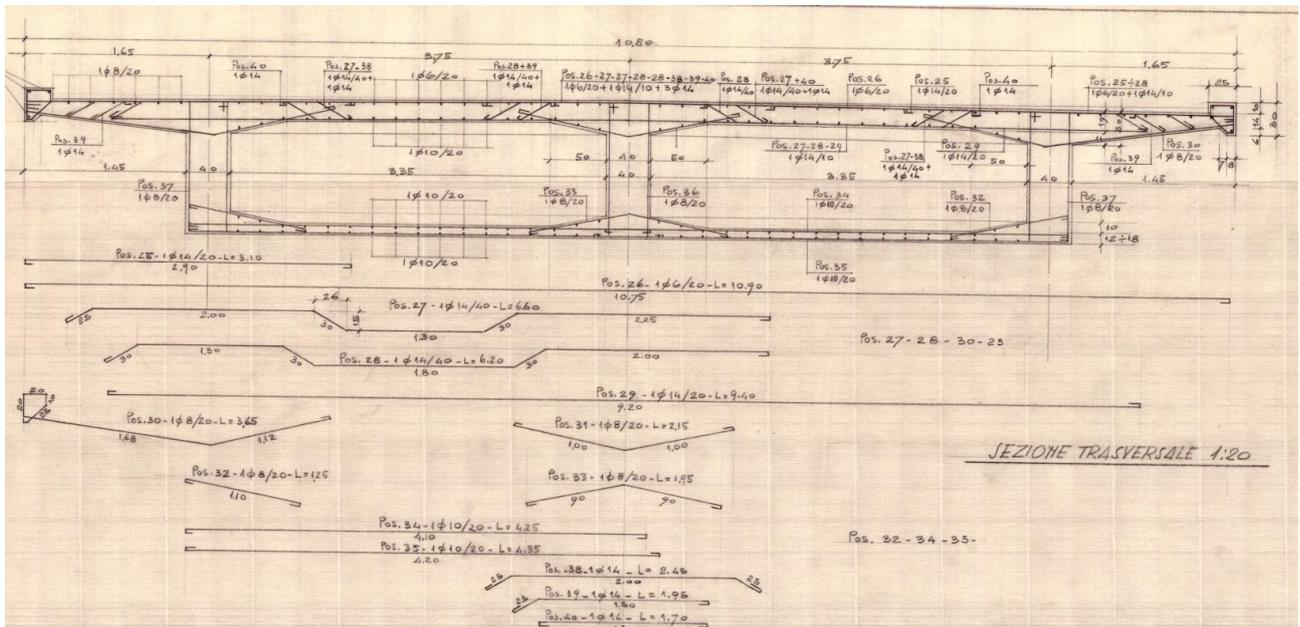


Figura 48: Armatura soletta

Poiché sullo sbalzo staziona interamente il marciapiede l’unico carico variabile presente è denominato dalla norma “carico da folla”, che secondo lo schema 5 presente al §5.1.3.3.5 delle NTC18 è pari a 5kN/m².

- P.P. soletta: $g_{1a}=0.37*25.00=7.50$ kN/m²
- P.P. marciapiede: $g_{1a}=0.1*25.00=2.5$ kN/m²
- P.P. parapetto in acciaio: $g_{2a}=1.50$ kN/m
- Schema Carico 5 $q=5$ kN/m²

Si riporta il calcolo delle sollecitazioni agenti al metro lineare di soletta nelle combinazioni principali di verifica.

Combinazione SLU

Sollecitazioni trasversali

$$M_{\min,t} = 1.35 \cdot (7.5 + 2.5) \cdot 1.19^2 / 2 + 1.5 \cdot (1.5) \cdot 1.19 + 1.35 \cdot 5 \cdot 1.19^2 / 2 = -17.02 \text{ kN.m/m}$$

$$V_{\max,t} = 1.35 \cdot (7.5 + 2.5) \cdot 1.19 + 1.5 \cdot (1.5) + 1.35 \cdot 5 \cdot 1.19 = 25.83 \text{ kN/m}$$

9.2.1.4.1. Verifica SLU: flessione

Si procede alla verifica strutturale a flessione in combinazione SLU della soletta d'impalcato nelle sezioni maggiormente critiche. Le verifiche riguardano la soletta nella sua direzione trasversale rispetto all'asse del ponte.

Momento $M_{Sd,\min}^{(-)}$

In corrispondenza della sezione di appoggio sulle travi si ha il minimo momento sollecitante $M_{Sd,\min}^{(-)} = -17.02 \text{ kN.m/m}$. La sezione trasversale di verifica ha dimensioni $1000 \times 300 \text{ mm}$. Si procede alla verifica a flessione per le sollecitazioni che inducono il maggior cimento riportando gli stati tensionali agenti sui materiali ed il diagramma di interazione M-N.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Soletta sbalzo

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: Soletta sbalzo

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	7,7	3
			2	2,51	27

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} -17,02 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Materiali

Acciaio	Cls soletta
E _{su} 67,5 %	E _{c2} 2 %
f _{yd} 332,3 N/mm²	E _{cu} 3,5
E _s 200.000 N/mm²	f _{cd} 28,15
E _s /E _c 15	f _{cc} /f _{cd} 0,8
E _{syd} 1,662 %	σ _{c,adm} 2,25
σ _{s,adm} 305,72 N/mm²	τ _{co} 0,2
	τ _{c1} 0,9714

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

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

M-curvatura

Precompresso

M_{xRd} -69,47 kN m

σ_c -28,15 N/mm²

σ_s 332,3 N/mm²

ε_c 3,5 %

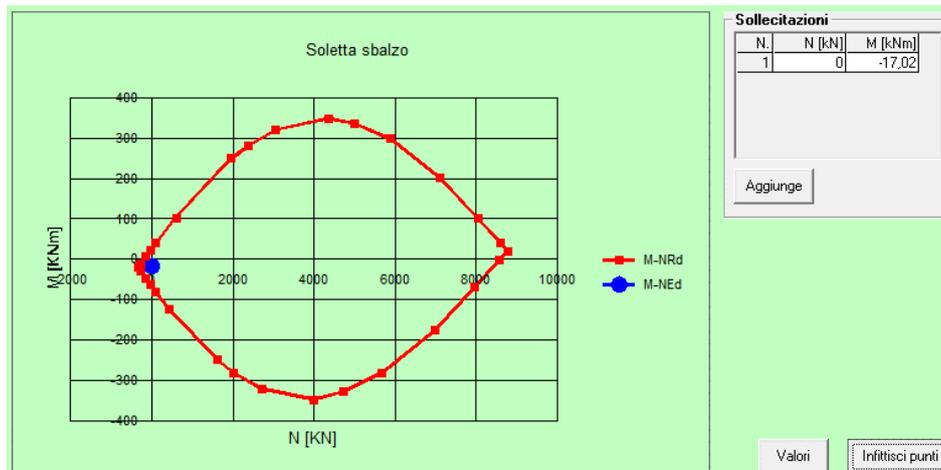
ε_s 60,44 %

d 27 cm

x 1,478 x/d 0,05474

δ 0,7

Si evidenzia come per l'acciaio non si superi la deformazione del ramo elastico pari a $\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_s = 332.3 / 200000 = 0.166\%$ e per il calcestruzzo non sia superata la deformazione del tratto parabolico della legge costitutiva pari a $\epsilon_{c2} = 0.20\%$.



Segue sunto delle verifiche a flessione della sezione in esame (per N costante):

$$M_{Sd} = -17.02 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{Rd} = -69.47 \text{ kN.m/m}$$

Il coefficiente di sicurezza è pari a $C.S. = M_{Rd} / M_{Sd} = 69.47 / 17.02 = 4.08 > 1.00$, pertanto la verifica è soddisfatta.

Si determina il fattore $\zeta_{v,i}$ definito come il rapporto tra il valore massimo del sovraccarico verticale variabile sopportabile dalla parte i-esima della costruzione e il valore del sovraccarico verticale variabile che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.

$$M_{Rd} = 69.47 \text{ kN.m}$$

Momento resistente

$$M_{Sd,G1} = 7.08 \text{ kN.m}$$

Momento sollecitante pesi permanenti G_1

$$M_{Sd,G2} = 1.78 \text{ kN.m}$$

Momento sollecitante pesi permanenti G_2

$$M_{Sd,Q} = 3.54 \text{ kN.m}$$

Momento sollecitante carichi traffico Q

$$\zeta_v = (M_{Rd} - \gamma_{G1} * M_{Sd,G1} - \gamma_{G2} * M_{Sd,G2}) / \gamma_Q * M_{Sd,Q}$$

$$= (69.47 - 1.35 * 7.08 - 1.5 * 1.78) / (1.35 * 3.54) = 5.40 > 1.00$$

La verifica pertanto è soddisfatta in condizione di ponte Adeguato.

9.2.1.4.2. Verifica SLU: taglio

Il massimo sforzo tagliante sollecitante $V_{Sd,max}$ in appoggio sulle travi è pari a $V_{Sd,max} = 25.83 \text{ kN/m}$. Si procede alla verifica della sezione trasversale di dimensioni $1000 \times 300 \text{ mm}$ come di seguito riportato.

DIMENSIONI GEOMETRICHE			
b	1000	mm	Base sezione
h	300	mm	Altezza sezione
c	30	mm	Copriferro
b'	970	mm	Base utile della sezione
h'	270	mm	Altezza utile della sezione
CALCESTRUZZO			
f_{ck}	49,67	Mpa	Resistenza caratteristica cilindrica a 28 gg
R_{ck}	59,84	Mpa	Resistenza cubica a 28 giorni
α_{cc}	0,85		
f_{cd}	28,15	Mpa	Resistenza di progetto a comp.
γ_c	1,5		
f_{cm}	57,67	Mpa	Resistenza cilindrica media
f_{ctm}	4,05	Mpa	Resistenza di progetto a traz.
f_{ctk}	2,84	Mpa	Resistenza di progetto a traz.
$f_{ctm,flex}$	4,86	Mpa	Resistenza di progetto a traz. Per flessione
E_{cm}	37214	Mpa	Modulo elastico
f_{jd}	56,29	Mpa	Resistenza di progetto localizzata EC2 §6.7
	0,20		Coefficiente di Poisson (non fessurato)
	0,00		Coefficiente di Poisson (fessurato)
	0,000010		Dilatazione termica
η	1		Per barre inferiori a 32mm
f_{bk}	6,38	Mpa	Aderenza acciaio calcestruzzo ROTTURA
f_{bd}	4,26	Mpa	Aderenza acciaio calcestruzzo di prog.
ACCIAIO D'ARMO			
f_{yk}	332,69	Mpa	
f_{yd}	332,30	Mpa	1 FC sull'acciaio d'armo
γ_s	1,15		
DATI ARMATURA			
Armatura Longitudinale			
Diametro armatura tesa	14	mm	
N° barre tese	5		$A_{l,tese}$ 769,7 mm ²
Diametro armatura compressa	8	mm	
N° barre compresse	5		$A_{l,compresse}$ 251,3 mm ²
VERIFICA A TAGLIO			
Resistenza sezioni non armate a taglio - Resistenza a taglio con le sole armature longitudinali (§4.1.2.3.5.1)			
Resistenza sezioni non armate a taglio			
V_{Rd}	145,82	kN	formula [4.1.23]
V_{min}	0,63		
k	1,861	mm ^{-0,5}	Ntc 2018 §4.1.2.3.5.1 (pag 137)
ρ_l	0,002849		rapporto geometrico di armatura longitudinale
σ_{cp}	0,00	Mpa <	0,00 MPa
α_c	1,000		Ntc 2018 §4.1.2.3.5.1 (pag 139)
f'_{cd}	14,07	Mpa	resistenza delle bielle compresse limitata a 0.5 f_{cd}
V_{Rd}	169,04	kN	$V_{Rd} = \{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$
NON NECESSITA ARMATURA A TAGLIO			
	238,76	kN	Noma svizzera SIA 262

Il contributo resistente a taglio della soletta fornito dal solo calcestruzzo è pari a $V_{Rd,c}=169.04\text{kN/m}$.

Pertanto, la verifica porge:

$$V_{Sd}=25.83\text{kN/m} < V_{Rd,c}=169.04\text{/m}$$

La verifica risulta soddisfatta ed il coefficiente di sicurezza minimo è pari a

$$C.S.=V_{Rd}/V_{Sd}=169.04/25.83=6.55>1.00.$$

Si determina il fattore $\zeta_{v,i}$ definito come il rapporto tra il valore massimo del sovraccarico verticale variabile sopportabile dalla parte i-esima della costruzione e il valore del sovraccarico verticale variabile che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.

Modello documento		RCS	Pagina		74 di 120
Rev.	Data	Oggetto della Revisione	Redatto	Verificato	Approvato
01	31/07/2024	Emissione	SB	GS	GS

$V_{Rd}=169.04 \text{ kN}$ *Tagli resistente*
 $V_{Sd,G1}=11.90 \text{ kN}$ *Taglio sollecitante pesi permanenti G_1*
 $V_{Sd,G2}=1.5 \text{ kN}$ *Taglio sollecitante pesi permanenti G_2*
 $V_{Sd,Q}=5.95 \text{ kN}$ *Taglio sollecitante carichi traffico Q*

$$\zeta_v = (V_{Rd} - \gamma_{G1} * V_{Sd,G1} - \gamma_{G2} * V_{Sd,G2}) / (\gamma_Q * V_{Sd,Q})$$

$$= (169.04 - 1.35 * 11.90 - 1.5 * 1.5) / (1.35 * 5.95) = 18.76 > 1.00$$

La verifica pertanto è soddisfatta in condizione di ponte Adeguato.

9.2.1.5. Sella Gerber

Si procede alla verifica della sezione di riferimento. Si considera la teoria espressa nell'EC2 e riportata nei manuali Hoepli di cui si riporta un estratto delle pagine. Come suggerito nel seguito, la verifica dell'elemento strutturale esistente avverrà considerando di ripartire al 50% lo scarico dell'impalcato in appoggio sul traliccio a) e al 50% sul traliccio b).

10.12.5 Esempio 5 – Sella Gerber

Definire il modello S&T di una sella Gerber ed indicare la disposizione delle armature.

Per il progetto di una sella Gerber si possono considerare due diversi modelli S&T, che eventualmente possono essere combinati tra loro [p.to 10.9.4.6(1)]: un modello a) con armatura di sospensione verticale (fig. 10.72a) ed un modello b) con armatura inclinata (fig. 10.72b). Sebbene l'EC2 lasci la possibilità di utilizzare anche solo uno dei due tralci e quindi una sola delle due disposizioni di armatura, il progetto con uno solo dei due modelli non risulta soddisfacente.

Infatti se si utilizza solo il traliccio a) occorre prevedere un'armatura longitudinale superiore alla quale ancorare il tirante verticale 3-4 della figura 10.72a, nonché aggiungere le armature di confinamento del puntone inclinato C_1 . Se viceversa si utilizza il modello b) si lascia completamente privo di armature il bordo inferiore della sella, il cui comportamento risulta pertanto carente in esercizio.

Il progetto delle armature può essere eseguito più correttamente combinando tra loro i due tralci, affidando per esempio a ciascuno il 50% della reazione della sella.

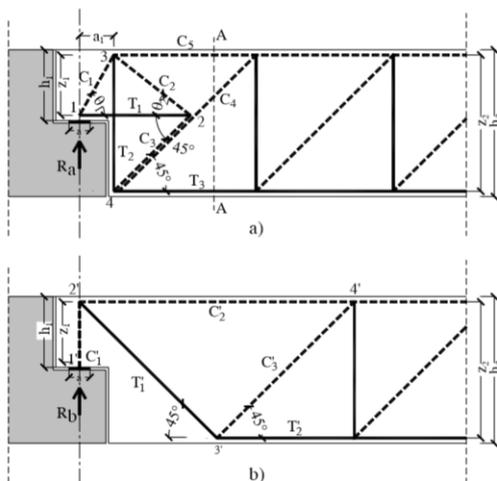


Figura 10.72 Modelli S&T di una sella Gerber.

Traliccio a)

Si indica con R_a l'aliquota della reazione della sella che viene assegnata al traliccio a); si ribadisce che R_a può coincidere con tutta la reazione R della sella, se si fa riferimento solo al traliccio a), oppure ad un'aliquota (normalmente il 50%) se si usa una combinazione del traliccio a) con il traliccio b).

Definizione della posizione delle aste del traliccio

La posizione del corrente compresso è nota una volta determinato il momento resistente della sezione della trave; essa si ricava infatti considerando il baricentro della risultante delle compressioni nel calcestruzzo e nell'armatura superiore compressa. Gli altri dati geometrici del problema si ricavano con semplici calcoli trigonometrici.

Calcolo degli sforzi nelle aste del traliccio a)

Equilibrio nodo 1

$$C_1 = R_a / \sin \theta_1$$

$$T_1 = R_a / \tan \theta_1$$

Equilibrio nodo 2

$$C_2 \cos \theta_2 + C_3 \cos 45^\circ = T_1$$

$$C_2 \sin \theta_2 = C_3 \sin 45^\circ$$

da cui:

$$C_2 = T_1 / (\sin \theta_2 + \cos \theta_2) = \frac{R_a}{\tan \theta_1 (\sin \theta_2 + \cos \theta_2)}$$

$$C_3 = C_2 \sin \theta_2 / \sin 45^\circ = \frac{R_a \sin \theta_2 / \sin 45^\circ}{\tan \theta_1 (\sin \theta_2 + \cos \theta_2)} = \frac{\sqrt{2} R_a}{\tan \theta_1 (1 + \cot \theta_2)}$$

Equilibrio nodo 3

$$T_2 = C_1 \sin \theta_1 + C_2 \sin \theta_2 = R_a + \frac{R_a \sin \theta_2}{\tan \theta_1 (\sin \theta_2 + \cos \theta_2)} = R_a + \frac{R_a}{\tan \theta_1 (1 + \cot \theta_2)}$$

Equilibrio nodo 4

$$C_4 \sin 45^\circ + C_3 \sin 45^\circ = T_2$$

da cui

$$C_4 = T_2 / \sin 45^\circ - C_3$$

e sostituendo i valori di C_3 e T_2

$$C_4 = \left[R_a + \frac{R_a}{\tan \theta_1 (1 + \cot \theta_2)} \right] \sqrt{2} - \frac{\sqrt{2} R_a}{\tan \theta_1 (1 + \cot \theta_2)} = \sqrt{2} R_a^{12}$$

¹² L'espressione di C_4 può essere ricavata direttamente anche dall'equilibrio alla traslazione verticale sulla sezione di Ritter A-A: $C_4 \sin 45^\circ = R_a$ da cui: $C_4 = \sqrt{2} R_a$.

infine

$$T_3 = C_3 \cos 45^\circ + C_4 \cos 45^\circ = \frac{\sqrt{2} R_a}{\tan \theta_1 (1 + \cotg \theta_2)} \frac{\sqrt{2}}{2} + \sqrt{2} R_a \frac{\sqrt{2}}{2} =$$

$$= \frac{R_a}{\tan \theta_1 (1 + \cotg \theta_2)} + R_a$$

Il prospetto 10.15 riepiloga le espressioni degli sforzi nelle aste del traliccio a).

Prospetto 10.15 Sforzi nelle aste del traliccio a) della sella Gerber

C_1	$R_a / \sin \theta_1$
C_2	$R_a / [\tan \theta_1 \cdot (\sin \theta_2 + \cos \theta_2)]$
C_3	$\sqrt{2} R_a / [\tan \theta_1 \cdot (1 + \cotg \theta_2)]$
C_4	$\sqrt{2} R_a$
T_1	$R_a / \tan \theta_1$
T_2	$R_a + R_a / [\tan \theta_1 \cdot (1 + \cotg \theta_2)]$
T_3	$R_a + R_a / [\tan \theta_1 \cdot (1 + \cotg \theta_2)]$

Traliccio b)

Si indica con R_b l'aliquota della reazione della sella che viene assegnata al traliccio b).

Calcolo degli sforzi nelle aste del traliccio b)

Equilibrio nodo 1'

$$C'_1 = R_b$$

Equilibrio nodo 2'

$$T'_1 \sin 45^\circ = C'_1$$

da cui

$$T'_1 = \sqrt{2} C'_1 = \sqrt{2} R_b$$

$$C'_2 = T'_1 \cos 45^\circ = R_b$$

Equilibrio nodo 3'

$$T'_1 \sin 45^\circ = C'_3 \sin 45^\circ, \quad C'_3 = T'_1 = \sqrt{2} R_b$$

$$T'_2 = T'_1 \cos 45^\circ + C'_3 \cos 45^\circ = 2 \left(\sqrt{2} R_b \frac{\sqrt{2}}{2} \right) = 2 R_b$$

Il prospetto 10.16 riepiloga le espressioni degli sforzi nelle aste del traliccio b).

¹³ $T_3 = T_2$ per l'equilibrio nella direzione degli assi dei puntoni C_3 e C_4 .

Prospetto 10.16 Sforzi (in modulo) e dimensioni delle aste del traliccio b) della sella Gerber.

C'_1	R_b
C'_2	R_b
C'_3	$\sqrt{2} R_b$
T'_1	$\sqrt{2} R_b$
T'_2	$2 R_b$

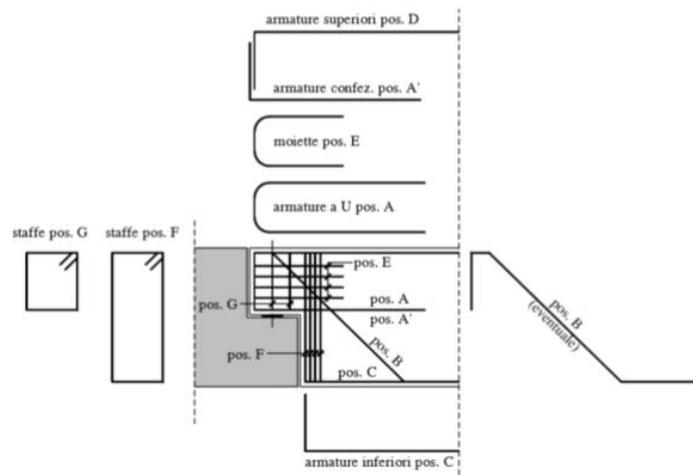


Figura 10.73 Disposizione schematica delle armature nella sella Gerber. Se il progetto è eseguito con riferimento al solo traliccio a), l'armatura inclinata (pos. B) non è necessaria.

PARAMETRI SOLLECITAZIONE		
N _{sd}	0 kN	Sforzo normale di progetto SLU
V _{sd}	1747 kN	Taglio di progetto SLU

DATI GENERALI SEZIONE CA		
H	1680 mm	altezza totale trave
bw	400 mm	spessore trave nella zona di appoggio
l	400 mm	lunghezza della zona di appoggio
a	300 mm	larghezza area di appoggio
a1	150 mm	distanza di applicazione del taglio a filo mensola
h	830 mm	altezza della mensola
c	27 mm	copriferro della sezione
n	1 mm	numero strati armature
s	0 mm	interferro armatura strati
z1	722,70 mm	braccio forze interne
θ1	76,24 °	angolo trapunte C1 e tirante T1
sen(θ1)	0,97	
cos(θ1)	0,24	
tan(θ1)	4,08	
cot(θ1)	0,24	
θ2	41,29	angolo trapunte C2 e tirante T2
sen(θ2)	0,66	
cos(θ2)	0,75	
tan(θ2)	0,88	
cot(θ2)	1,14	
R%	35%	Pecentuale di carico meccanismo a)

Meccanismo a		
T1a	149,75 kN	80%V _{SLU} /tan θ
T2a	681,47 kN	50%*V _{SLU} +50%*V _{SLU} /(tan θ ₁ *(1+cotg θ ₂))
T3a	681,47 kN	50%*V _{SLU} +50%*V _{SLU} /(tan θ ₁ *(1+cotg θ ₂))
C1a	629,52 kN	50%*V _{SLU} /sen(θ ₁)
C2a	70,02 kN	50%*V _{SLU} /(tan θ ₁ *(1+cotg θ ₂))
C3a	99,02 kN	v2*50%*V _{SLU} /(tan θ ₁ *(1+cotg θ ₂))
C4a	864,72 kN	v2*50%*V _{SLU}

Meccanismo b		
T1b	1605,91 kN	v2*50%*V _{SLU}
T2b	2271,10 kN	2*50%*V _{SLU}
C1b	1135,55 kN	50%*V _{SLU}
C2b	1135,55 kN	50%*V _{SLU}
C3b	1605,91 kN	v2*50%*V _{SLU}

PROPRIETA' DEL CALCESTRUZZO		
γ	1,3	coefficiente di sicurezza
FC	1,0	fattore di onfidenza
acc	1,0	coefficiente correttivo effetti lunga furata
v	0,5	fattore di riduzione resistenza per fessurazione da taglio
Rck	28,00 MPa	resistenza a compressione cubica caratteristica
fcm	57,80 MPa	
fck	49,8 MPa	resistenza a compressione cilindrica caratteristica
fcd	28,2 MPa	resistenza a compressione cilindrica di progetto
fctd	2,84 MPa	resistenza a trazione cilindrica di progetto

PROPRIETA' DELL'ACCIAIO		
γ	1,2	coefficiente di sicurezza
FC	1,0	fattore di confidenza
fyk	333 MPa	resistenza a snervamento caratterisrica
fym	382 MPa	resistenza a snervamento media
fyd	332,30 MPa	resistenza a snervamento di progetto

RESISTENZA DEI TIRANTI E DEI PUNTONI COMPRESI						
Fattore di riduzione per corrosione armature						ψ 0,95
Meccanismo a						
TIRANTE	Asmin [mm ²]	n	ϕ [mm]	Astot [mm ²]	C.S.	
1	450,65		2	30	1343,0	4,68 La verifica è soddisfatta
			4	16	764,0	
2	2050,73		2	30	1343,0	1,03 La verifica è soddisfatta
			4	16	764,0	
3	2050,73		4	30	2686,1	1,31 La verifica è soddisfatta
			0	0	0,0	
Verifica ancoraggio armature						
TIRANTE	ϕ [mm]	η_1	fbd [MPa]	lbd,req [mm]	lbd [mm]	Check
1	28,5		0,7	4,48	177,45	1000 La verifica è soddisfatta
2	28,5		0,7	4,48	177,45	1000 La verifica è soddisfatta
	15,2		0,7	4,48	166,36	1000 La verifica è soddisfatta
3	28,5		0,7	4,48	88,73	1000 La verifica è soddisfatta
Meccanismo b						
TIRANTE	Asmin [mm ²]	n	ϕ	Astot	C.S.	
1	4832,65		9	30	6043,6	1,45 La verifica è soddisfatta
			5	16	955,0	
2	6834,40		11	30	7386,7	1,08 La verifica è soddisfatta
			0	0	0,0	
Verifica ancoraggio armature						
TIRANTE	ϕ [mm]	η_1	fbd [MPa]	lbd,req [mm]	lbd [mm]	Check
1	28,50		0,7	4,48	365,2	1000 La verifica è soddisfatta
2	15,20		0,7	4,48	194,8	1000 La verifica è soddisfatta
3	28,50		0,7	4,48	489,3	1000 La verifica è soddisfatta
4	0,00		0,7	4,48	0,0	1000 La verifica è soddisfatta
RESISTENZA DEI PUNTONI (NODI)						
Nodo tipo	Fatt. Eff. K	Resistenza di progetto				
CCC	1,00	σ_{1rd} max	14,11 Mpa			
CCT	0,85	σ_{2rd} max	11,99 Mpa			
CTT	0,75	σ_{2rd} max	10,58 Mpa			
Meccanismo a)						
u	54,00 [mm]	Altezza utile di deviazione dei campi di compressione				
a1	158,54 [mm]	Larghezza dell'area compressa deviata				
NODO	Ac	σ_{sd}	σ_{rd} max	C.S.	Check	
1	63415,91	9,93	14,11	1,42	La verifica è soddisfatta	
Meccanismo b)						
a1	300 [mm]	Larghezza dell'area compressa deviata				
NODO	Ac [mm ²]	σ_{sd} [MPa]	σ_{rd} max [Mpa]	C.S.	Check	
1	120000,00	13,38	14,11	1,05	La verifica è soddisfatta	

9.2.1.6. Sunto Verifiche

Si riporta di seguito un sunto delle verifiche inerenti all'impalcato

		Sollecitante	Resistente	Risultato
VERIFICHE NELLA FASE STATICA				
Travi	Verifiche a flessione [kNm]	8316	8595	1,03
	Verifiche a taglio [kN]	-879	-1997,6	2,27
Traversi	Verifiche a flessione [kNm]	-196	-236,8	1,21
	Verifiche a taglio [kN]	256	360,6	1,41
Soletta intermedia	Verifiche a flessione [kNm]	11,6	13,70	1,18
	Verifiche a taglio [kN]	68,92	111,63	1,63
Sbalzo Soletta	Verifiche a flessione [kNm]	17,02	69,47	4,08
	Verifiche a taglio [kN]	25,83	169,04	6,55
Selle Gerber	Verifica delle selle Gerber [kN]	1747	1343	1,03

9.2.2. Pile e spalle – sollecitazioni e verifica

La pila presenta le seguenti geometrie:

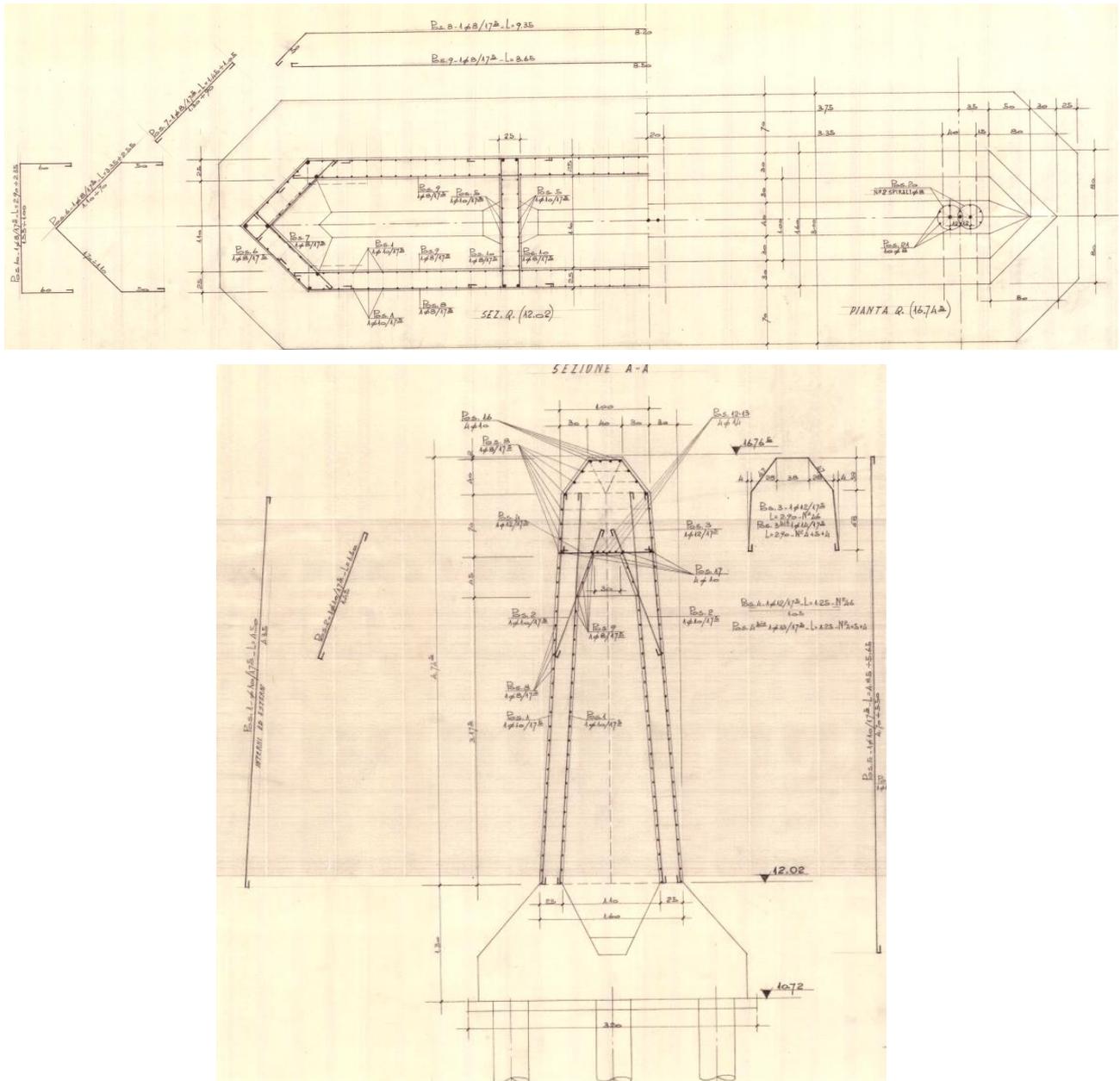
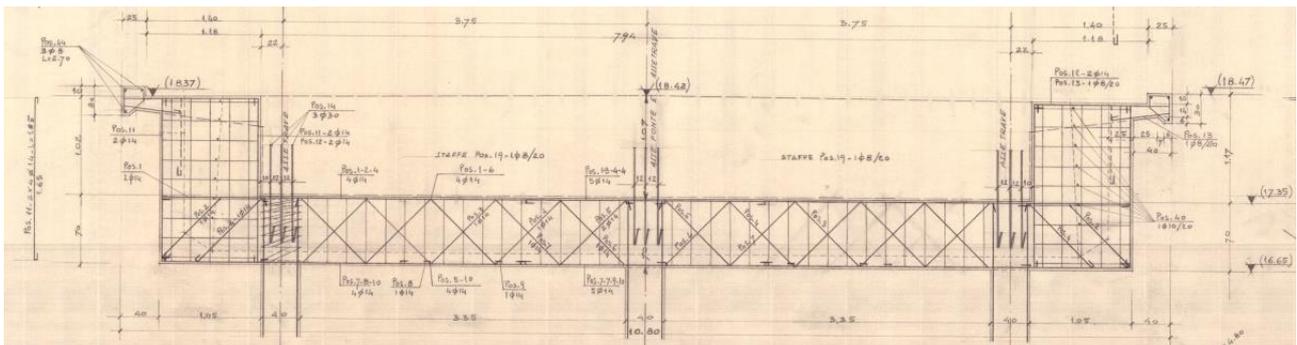


Figura 49 – Armatura pila da progetto originale



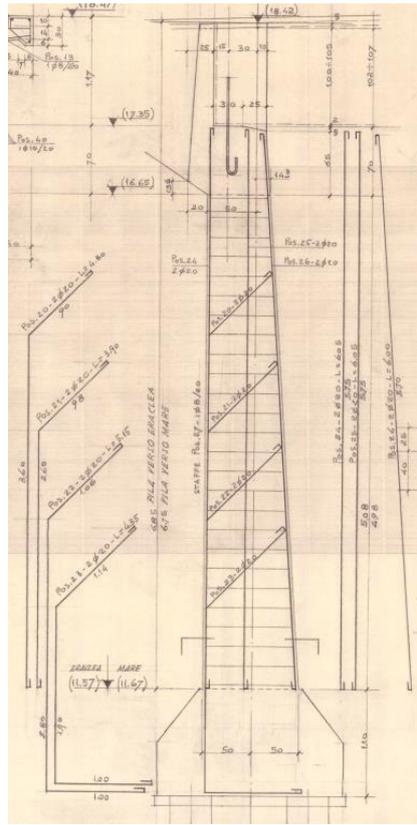
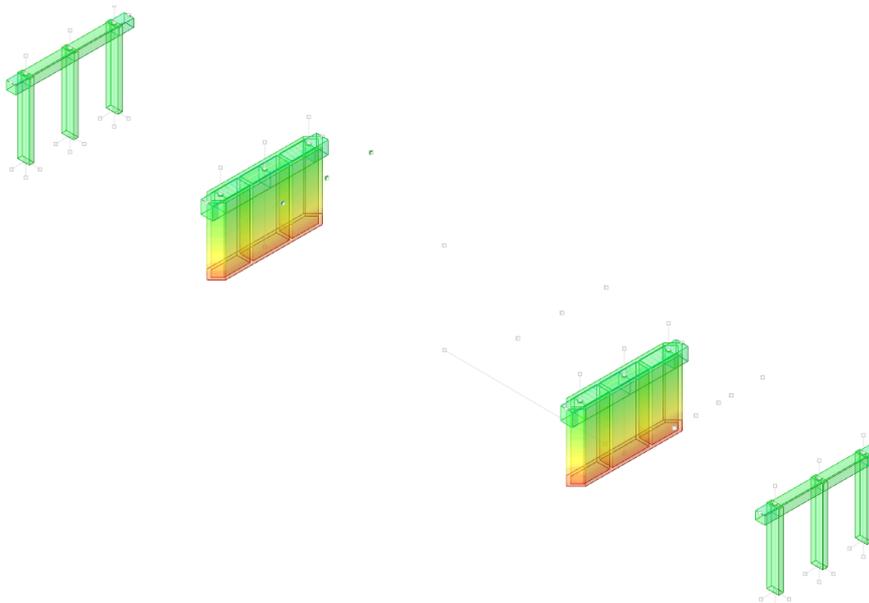


Figura 50 – Armatura spalle da progetto originale

9.2.2.1. Verifiche statiche

Si riportano sollecitazioni SLU derivanti da modello:

I momenti sollecitanti ultimi valgono:



da 13000 a 12000
da 12000 a 11000
da 11000 a 10000
da 10000 a 9000
da 9000 a 8000
da 8000 a 7000
da 7000 a 6000
da 6000 a 5000
da 5000 a 4000
da 4000 a 3000
da 3000 a 2000
da 2000 a 1000
da 1000 a 0
da 0 a -1000
da -1000 a -2000
da -2000 a -3000
da -3000 a -4000
da -4000 a -5000
da -5000 a -6000
da -6000 a -7000

[kNm]

Figura 51 – Sollecitazione allo SLU (M3)

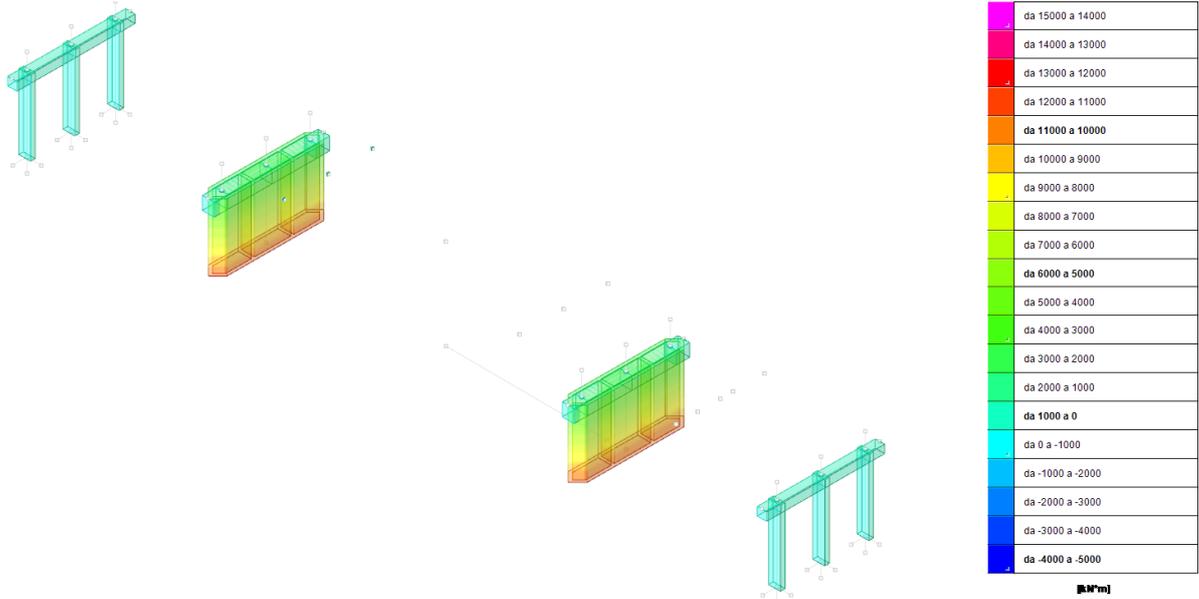


Figura 52 – Sollecitazione allo SLU (M2)

Verifica a pressoflessione in SLU

Quota	As	%	At	Pos.	Mx	My	N	MRdx	MRdy	Comb.	Coeff.s.	Verifica
0	0.02042	0.4	0	1	381.8193	-3495.2037	-10385.75	3397.8597	-21104.2759	SLU 2	8.899	Si
0.3	0.02042	0.4	0	1	360.8045	-3547.5354	-10331.13	3227.8211	-21736.8784	SLU 2	8.946	Si
0.59	0.02042	0.4	0	1	339.4292	-3600.7648	-10275.58	3053.0109	-22387.2333	SLU 2	8.995	Si
0.89	0.02042	0.4	0	1	318.054	-3653.9944	-10220.02	2876.2999	-23044.6571	SLU 2	9.043	Si
1.19	0.02042	0.4	0	1	296.6787	-3707.2238	-10164.47	2697.6577	-23709.2679	SLU 2	9.093	Si
1.48	0.02042	0.4	0	1	275.3034	-3760.4532	-10108.92	2517.0519	-24381.1881	SLU 2	9.143	Si
1.78	0.02042	0.4	0	1	253.9281	-3813.6827	-10053.36	2334.4502	-25060.5245	SLU 2	9.193	Si
2.08	0.02042	0.4	0	1	232.5528	-3866.9122	-9997.81	2149.8191	-25747.4137	SLU 2	9.244	Si
2.37	0.02042	0.4	0	1	211.1775	-3920.1416	-9942.26	1963.1248	-26441.9807	SLU 2	9.296	Si
2.67	0.02042	0.4	0	1	189.8022	-3973.371	-9886.71	1774.3225	-27144.3528	SLU 2	9.348	Si
2.96	0.02042	0.4	0	1	168.427	-4026.6005	-9831.15	1583.4066	-27854.6663	SLU 2	9.401	Si
3.26	0.02042	0.4	0	1	147.0517	-4079.8299	-9775.6	1390.3105	-28573.0439	SLU 2	9.455	Si
3.56	0.02042	0.4	0	1	125.6764	-4133.0596	-9720.05	1195.0074	-29299.6418	SLU 2	9.509	Si
3.85	0.02042	0.4	0	1	104.3011	-4186.289	-9664.49	997.459	-30034.589	SLU 2	9.563	Si
4.15	0.02042	0.4	0	1	83.2864	-4238.6205	-9609.88	801.0162	-30765.4227	SLU 2	9.618	Si

Figura 53 – Pila Eraclea - Verifiche a pressoflessione SLU

Verifica a pressoflessione in SLU

Quota	As	%	At	Pos.	Mx	My	N	MRdx	MRdy	Comb.	Coeff.s.	Verifica
0	0.02042	0.4	0	1	-381.8193	-2514.8968	-8803.73	-4008.4511	-26402.0225	SLU 2	10.498	Si
0.3	0.02042	0.4	0	1	-360.8045	-2516.2543	-8749.11	-3811.4774	-26581.2812	SLU 2	10.564	Si
0.59	0.02042	0.4	0	1	-339.4292	-2517.6454	-8693.56	-3608.5856	-26765.9283	SLU 2	10.631	Si
0.89	0.02042	0.4	0	1	-318.054	-2519.0365	-8638	-3403.0839	-26952.9508	SLU 2	10.7	Si
1.19	0.02042	0.4	0	1	-296.6787	-2520.4276	-8582.45	-3194.9219	-27142.3938	SLU 2	10.769	Si
1.48	0.02042	0.4	0	1	-275.3034	-2521.8186	-8526.9	-2984.0475	-27334.3035	SLU 2	10.839	Si
1.78	0.02042	0.4	0	1	-253.9281	-2523.2096	-8471.35	-2770.4074	-27528.7321	SLU 2	10.91	Si
2.08	0.02042	0.4	0	1	-232.5528	-2524.6007	-8415.79	-2553.9469	-27725.7272	SLU 2	10.982	Si
2.37	0.02042	0.4	0	1	-211.1775	-2525.9917	-8360.24	-2334.6094	-27925.3396	SLU 2	11.055	Si
2.67	0.02042	0.4	0	1	-189.8022	-2527.3828	-8304.69	-2112.3277	-28127.6239	SLU 2	11.129	Si
2.96	0.02042	0.4	0	1	-168.427	-2528.7739	-8249.13	-1887.0723	-28332.6327	SLU 2	11.204	Si
3.26	0.02042	0.4	0	1	-147.0517	-2530.1649	-8193.58	-1658.7521	-28540.4203	SLU 2	11.28	Si
3.56	0.02042	0.4	0	1	-125.6764	-2531.5558	-8138.03	-1427.3148	-28751.0434	SLU 2	11.357	Si
3.85	0.02042	0.4	0	1	-104.3011	-2532.947	-8082.47	-1192.696	-28964.5657	SLU 2	11.435	Si
4.15	0.02042	0.4	0	1	-83.2864	-2534.3385	-8027.86	-958.8693	-29177.3646	SLU 2	11.513	Si

Figura 54 – Pila Eraclea mare - Verifiche a pressoflessione SLU



Verifica a pressoflessione in SLU

Quota	As	%	At	Pos	Mx	My	N	MRdx	MRdy	Comb.	Coeff.s.	Verifica
0	0.004398	1.1	0	1	0	-106.4261	-499.87	0	-435.6062	SLU 2	4.093	Si
0.31	0.004398	1.1	0	1	0	-95.211	-495.81	0	-460.0432	SLU 2	4.822	Si
0.61	0.004398	1.1	0	1	0	-83.9373	-491.73	0	-483.3342	SLU 2	5.758	Si
0.92	0.004398	1.1	0	1	0	-72.4078	-487.55	0	-496.7151	SLU 2	6.86	Si
1.22	0.004398	1.1	0	1	0	-61.0063	-483.42	0	-489.754	SLU 2	8.028	Si
1.53	0.004398	1.1	0	1	0	-49.6047	-479.29	0	-465.6013	SLU 2	9.366	Si
1.84	0.004398	1.1	0	1	0	-38.2032	-475.16	0	-421.8116	SLU 2	11.041	Si
2.14	0.004398	1.1	0	1	0	-26.8016	-471.03	0	-348.5689	SLU 2	13.006	Si
2.45	0.004398	1.1	0	1	0	-15.4	-466.9	0	-235.5415	SLU 2	15.295	Si
2.75	0.004398	1.1	0	1	0	-3.9985	-462.77	0	-65.4429	SLU 2	16.367	Si
3.06	0.004398	1.1	0	1	0	7.4031	-458.64	0	122.2565	SLU 2	16.514	Si
3.36	0.004398	1.1	0	1	0	18.6292	-454.58	0	278.372	SLU 2	14.942	Si
3.67	0.004398	1.1	0	1	0	30.2062	-450.38	0	384.2864	SLU 2	12.722	Si
3.98	0.004398	1.1	0	1	0	41.6078	-446.26	0	448.5946	SLU 2	10.791	Si
4.28	0.004398	1.1	0	1	0	53.0093	-442.13	0	485.2809	SLU 2	9.155	Si
4.59	0.004398	1.1	0	1	0	64.4109	-438	0	496.6778	SLU 2	7.711	Si
4.89	0.004398	1.1	0	1	0	75.8124	-433.87	0	478.5301	SLU 2	6.312	Si
5.2	0.004398	1.1	0	1	0	87.0276	-429.81	0	447.1372	SLU 2	5.138	Si

Verifica a pressoflessione in SLU

Quota	As	%	At	Pos	Mx	My	N	MRdx	MRdy	Comb.	Coeff.s.	Verifica
0	0.004398	1.1	0	1	0	-118.2436	-637.66	0	-467.207	SLU 2	3.951	Si
0.31	0.004398	1.1	0	1	0	-105.3977	-633.6	0	-487.8387	SLU 2	4.629	Si
0.61	0.004398	1.1	0	1	0	-92.4848	-629.52	0	-496.6758	SLU 2	5.37	Si
0.92	0.004398	1.1	0	1	0	-79.2789	-625.34	0	-490.1308	SLU 2	6.182	Si
1.22	0.004398	1.1	0	1	0	-66.2195	-621.21	0	-469.7948	SLU 2	7.095	Si
1.53	0.004398	1.1	0	1	0	-53.1601	-617.08	0	-435.4234	SLU 2	8.191	Si
1.84	0.004398	1.1	0	1	0	-40.1007	-612.95	0	-378.8796	SLU 2	9.448	Si
2.14	0.004398	1.1	0	1	0	-27.0413	-608.82	0	-295.0967	SLU 2	10.913	Si
2.45	0.004398	1.1	0	1	0	-13.9819	-604.69	0	-178.132	SLU 2	12.526	Si
2.75	0.004398	1.1	0	1	0	-0.9225	-600.56	0	-11.6344	SLU 2	12.612	Si
3.06	0.004398	1.1	0	1	0	12.1369	-596.44	0	154.1272	SLU 2	12.699	Si
3.36	0.004398	1.1	0	1	0	24.9954	-592.37	0	284.4133	SLU 2	11.379	Si
3.67	0.004398	1.1	0	1	0	38.2557	-588.18	0	377.6126	SLU 2	9.871	Si
3.98	0.004398	1.1	0	1	0	51.3151	-584.05	0	438.9707	SLU 2	8.554	Si
4.28	0.004398	1.1	0	1	0	64.3745	-579.92	0	475.4946	SLU 2	7.386	Si
4.59	0.004398	1.1	0	1	0	77.4339	-575.79	0	494.3381	SLU 2	6.384	Si
4.89	0.004398	1.1	0	1	0	90.4933	-571.66	0	494.1963	SLU 2	5.461	Si
5.2	0.004398	1.1	0	1	0	103.3392	-567.6	0	470.5686	SLU 2	4.554	Si

Verifica a pressoflessione in SLU

Quota	As	%	At	Pos	Mx	My	N	MRdx	MRdy	Comb.	Coeff.s.	Verifica
0	0.004398	1.1	0	1	0	-111.5583	-748.77	0	-496.708	SLU 2	4.452	Si
0.31	0.004398	1.1	0	1	0	-99.73	-744.71	0	-494.1922	SLU 2	4.955	Si
0.61	0.004398	1.1	0	1	0	-87.84	-740.63	0	-484.2716	SLU 2	5.513	Si
0.92	0.004398	1.1	0	1	0	-75.6803	-736.45	0	-464.5875	SLU 2	6.139	Si
1.22	0.004398	1.1	0	1	0	-62.6554	-732.32	0	-437.0394	SLU 2	6.866	Si
1.53	0.004398	1.1	0	1	0	-51.6305	-728.19	0	-396.1915	SLU 2	7.674	Si
1.84	0.004398	1.1	0	1	0	-39.6057	-724.06	0	-339.976	SLU 2	8.584	Si
2.14	0.004398	1.1	0	1	0	-27.5808	-719.93	0	-264.6534	SLU 2	9.596	Si
2.45	0.004398	1.1	0	1	0	-15.5559	-715.8	0	-164.6029	SLU 2	10.591	Si
2.75	0.004398	1.1	0	1	0	-3.5311	-711.67	0	-37.5803	SLU 2	10.643	Si
3.06	0.004398	1.1	0	1	0	8.4938	-707.54	0	90.925	SLU 2	10.705	Si
3.36	0.004398	1.1	0	1	0	20.2327	-703.48	0	211.5769	SLU 2	10.405	Si
3.67	0.004398	1.1	0	1	0	32.5435	-699.29	0	304.9499	SLU 2	9.371	Si
3.98	0.004398	1.1	0	1	0	44.5684	-695.16	0	374.4846	SLU 2	8.402	Si
4.28	0.004398	1.1	0	1	0	56.5923	-691.03	0	425.5517	SLU 2	7.519	Si
4.59	0.004398	1.1	0	1	0	68.6181	-686.9	0	460.2627	SLU 2	6.709	Si
4.89	0.004398	1.1	0	1	0	80.643	-682.77	0	483.7425	SLU 2	5.999	Si
5.2	0.004398	1.1	0	1	0	92.4713	-678.71	0	494.8962	SLU 2	5.352	Si

Figura 55 – Spalla Eraclea - Verifiche a pressoflessione SLU

Verifica a pressoflessione in SLU

Quota	As	%	At	Pos	Mx	My	N	MRdx	MRdy	Comb.	Coeff.s.	Verifica
0	0.004398	1.1	0	1	0	56.799	-527.62	0	471.098	SLU 2	8.294	Si
0.31	0.004398	1.1	0	1	0	50.8435	-523.56	0	455.7262	SLU 2	8.964	Si
0.61	0.004398	1.1	0	1	0	44.8869	-519.48	0	435.8719	SLU 2	9.717	Si
0.92	0.004398	1.1	0	1	0	38.7345	-515.3	0	408.2103	SLU 2	10.539	Si
1.22	0.004398	1.1	0	1	0	32.68	-511.17	0	373.9649	SLU 2	11.443	Si
1.53	0.004398	1.1	0	1	0	26.6255	-507.04	0	331.1145	SLU 2	12.436	Si
1.84	0.004398	1.1	0	1	0	20.571	-502.91	0	278.0791	SLU 2	13.518	Si
2.14	0.004398	1.1	0	1	0	14.5165	-498.78	0	212.873	SLU 2	14.664	Si
2.45	0.004398	1.1	0	1	0	8.462	-494.65	0	129.5709	SLU 2	15.812	Si
2.75	0.004398	1.1	0	1	0	2.4075	-490.53	0	37.1746	SLU 2	15.441	Si
3.06	0.004398	1.1	0	1	0	-3.647	-486.4	0	-56.7906	SLU 2	15.572	Si
3.36	0.004398	1.1	0	1	0	-9.6083	-482.33	0	-150.8822	SLU 2	15.703	Si
3.67	0.004398	1.1	0	1	0	-15.7559	-478.14	0	-235.3909	SLU 2	14.94	Si
3.98	0.004398	1.1	0	1	0	-21.8104	-474.01	0	-302.5502	SLU 2	13.872	Si
4.28	0.004398	1.1	0	1	0	-27.8649	-469.88	0	-357.6488	SLU 2	12.835	Si
4.59	0.004398	1.1	0	1	0	-33.9194	-465.75	0	-401.7512	SLU 2	11.844	Si
4.89	0.004398	1.1	0	1	0	-39.9739	-461.62	0	-436.4323	SLU 2	10.918	Si
5.2	0.004398	1.1	0	1	0	-45.9294	-457.56	0	-461.1871	SLU 2	10.041	Si

Verifica a pressoflessione in SLU

Quota	As	%	At	Pos	Mx	My	N	MRdx	MRdy	Comb.	Coeff.s.	Verifica
0	0.004398	1.1	0	1	0	64.485	-636.24	0	462.489	SLU 2	7.172	Si
0.31	0.004398	1.1	0	1	0	57.4872	-632.18	0	444.814	SLU 2	7.738	Si
0.61	0.004398	1.1	0	1	0	50.483	-628.1	0	421.6856	SLU 2	8.358	Si
0.92	0.004398	1.1	0	1	0	43.2591	-623.92	0	391.5414	SLU 2	9.051	Si
1.22	0.004398	1.1	0	1	0	36.145	-619.79	0	354.0784	SLU 2	9.796	Si
1.53	0.004398	1.1	0	1	0	29.0309	-615.67	0	307.858	SLU 2	10.604	Si
1.84	0.004398	1.1	0	1	0	21.9168	-611.54	0	251.5499	SLU 2	11.477	Si
2.14	0.004398	1.1	0	1	0	14.8027	-607.41	0	183.5413	SLU 2	12.399	Si
2.45	0.004398	1.1	0	1	0	7.6886	-603.28	0	96.5308	SLU 2	12.555	Si
2.75	0.004398	1.1	0	1	0	0.5745	-599.15	0	7.2628	SLU 2	12.642	Si
3.06	0.004398	1.1	0	1	0	-6.5396	-595.02	0	-82.2443	SLU 2	12.729	Si
3.36	0.004398	1.1	0	1	0	-13.5442	-590.95	0	-173.5948	SLU 2	12.817	Si
3.67	0.004398	1.1	0	1	0	-20.7678	-586.76	0	-249.0315	SLU 2	11.991	Si
3.98	0.004398	1.1	0	1	0	-27.8819	-582.63	0	-310.9351	SLU 2	11.152	Si
4.28	0.004398	1.1	0	1	0	-34.9959	-578.5	0	-361.9352	SLU 2	10.342	Si
4.59	0.004398	1.1	0	1	0	-42.11	-574.37	0	-403.1101	SLU 2	9.573	Si
4.89	0.004398	1.1	0	1	0	-49.2241	-570.24	0	-435.8644	SLU 2	8.855	Si
5.2	0.004398	1.1	0	1	0	-56.2219	-566.18	0	-459.5237	SLU 2	8.173	Si

Verifica a pressoflessione in SLU

Quota	As	%	At	Pos	Mx	My	N	MRdx	MRdy	Comb.	Coeff.s.	Verifica
0	0.004398	1.1	0	1	0	62.1606	-710.47	0	438.2289	SLU 2	7.05	Si
0.31	0.004398	1.1	0	1	0	55.5622	-706.41	0	417.419	SLU 2	7.513	Si
0.61	0.004398	1.1	0	1	0	48.9294	-702.33	0	392.5706	SLU 2	8.023	Si
0.92	0.004398	1.1	0	1	0	42.146	-698.15	0	361.5531	SLU 2	8.579	Si
1.22	0.004398	1.1	0	1	0	35.438	-694.02	0	324.9662	SLU 2	9.171	Si
1.53	0.004398	1.1	0	1	0	28.7299	-689.89	0	281.798	SLU 2	9.809	Si
1.84	0.004398	1.1	0	1	0	22.0218	-685.76	0	230.6456	SLU 2	10.474	Si
2.14	0.004398	1.1	0	1	0	15.3127	-681.63	0	170.1632	SLU 2	11.112	Si
2.45	0.004398	1.1	0	1	0	8.6037	-677.5	0	96.2073	SLU 2	11.18	Si
2.75	0.004398	1.1	0	1	0	1.8976	-673.37	0	21.3443	SLU 2	11.248	Si
3.06	0.004398	1.1	0	1	0	-4.8105	-669.24	0	-54.4426	SLU 2	11.317	Si
3.36	0.004398	1.1	0	1	0	-11.4154	-665.18	0	-129.9829	SLU 2	11.387	Si
3.67	0.004398	1.1	0	1	0	-18.2266	-661.09	0	-203.5007	SLU 2	11.465	Si
3.98	0.004398	1.1	0	1	0	-24.9347	-656.96	0	-262.8366	SLU 2	10.541	Si
4.28	0.004398	1.1	0	1	0	-31.6428	-652.73	0	-313.6955	SLU 2	9.514	Si
4.59	0.004398	1.1	0	1	0	-38.3509	-648.6	0	-357.0188	SLU 2	9.309	Si
4.89	0.004398	1.1	0	1	0	-45.0589	-644.47	0	-392.2925	SLU 2	8.728	Si
5.2	0.004398	1.1	0	1	0	-51.6574	-640.41	0	-422.5398	SLU 2	8.18	Si

Figura 56 – Spalla Eraclea mare - Verifiche a pressoflessione SLU

I tagli sollecitanti ultimi valgono:

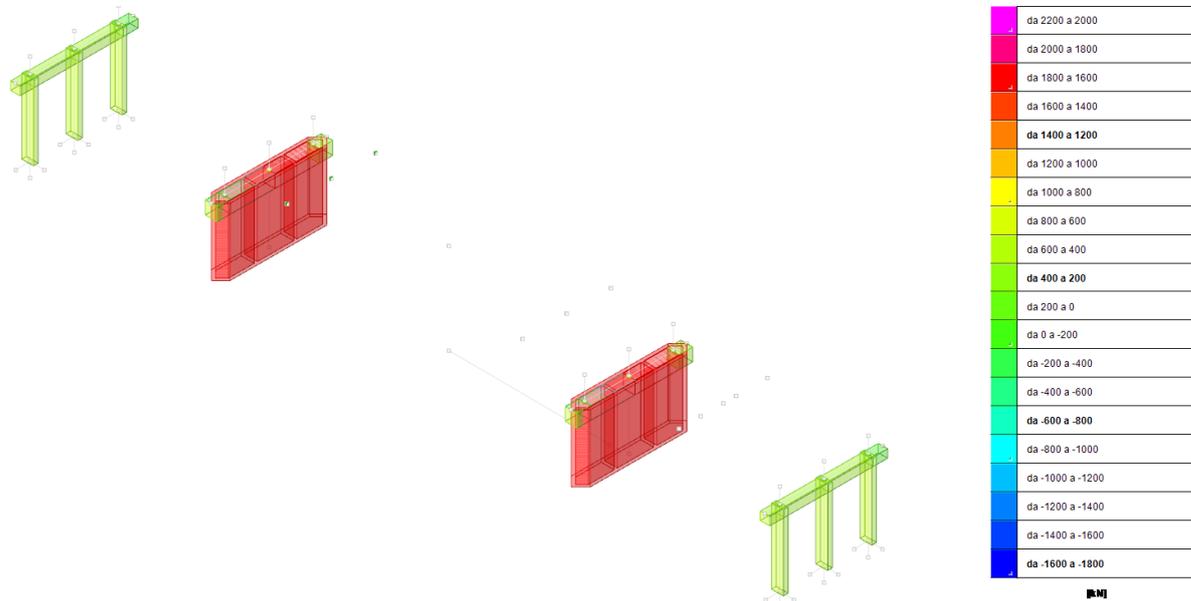


Figura 57 – Sollecitazione allo SLU (F2)

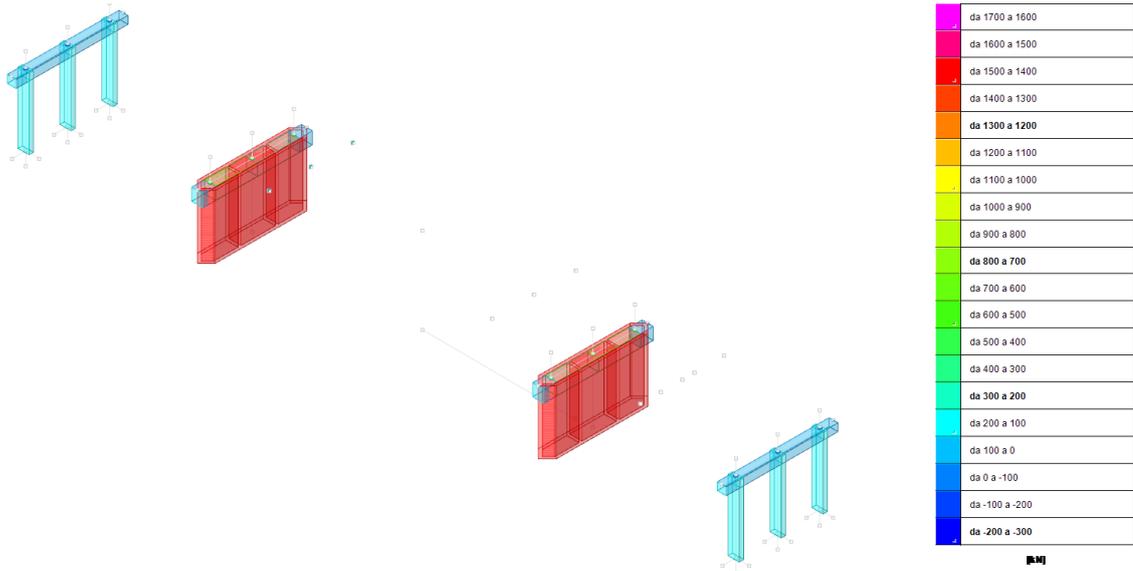


Figura 58 – Sollecitazione allo SLU (F3)

Si riportano di seguito le sollecitazioni più critiche per l'elemento.

Verifica a taglio in famiglia SLU

Quota	Staffe	Direzione X										Direzione Y										Verifica
		V	N	Comb.	VRd	VRsd	VRcd	Cot	c.s.	V	N	Comb.	VRd	VRsd	VRcd	Cot	c.s.					
0	4X/8Y Ø10/10.9	-179.5 7	-10385 75	SLU 2	421.59	7877.1 3	3940.6 5	1	21.94	-72.11	-10385 75	SLU 2	1084.2 2	€155.6 1	€256.1 1	2.45	85.3€	Si				
0.3	4X/8Y Ø10/10.9	-179.5 7	-10331 13	SLU 2	420.37	7877.1 3	3938.8 2	1	21.93	-72.11	-10331 13	SLU 2	1081.4 6	€155.6 1	€253.1 1	2.45	85.3€	Si				
0.59	4X/8Y Ø10/10.9	-179.5 7	-10275 58	SLU 2	419.14	7877.1 3	3936.9 6	1	21.92	-72.11	-10275 58	SLU 2	1078.6 6	€155.6 1	€250.1 5	2.45	85.3€	Si				
0.89	4X/8Y Ø10/10.9	-179.5 7	-10220 02	SLU 2	417.9	7877.1 3	3935.1 1	1	21.91	-72.11	-10220 02	SLU 2	1075.8 5	€155.6 1	€247.2 1	2.45	85.3€	Si				
1.19	4X/8Y Ø10/10.9	-179.5 7	-10164 47	SLU 2	416.66	7877.1 3	3933.2 5	1	21.9	-72.11	-10164 47	SLU 2	1073.0 4	€155.6 1	€244.2 6	2.45	85.3€	Si				
1.48	4X/8Y Ø10/10.9	-179.5 7	-10108 92	SLU 2	415.42	7877.1 3	3931.4 4	1	21.89	-72.11	-10108 92	SLU 2	1070.2 3	€155.6 1	€241.3 1	2.45	85.3€	Si				
1.78	4X/8Y Ø10/10.9	-179.5 7	-10053 36	SLU 2	414.19	7877.1 3	3929.5 4	1	21.88	-72.11	-10053 36	SLU 2	1067.4 3	€155.6 1	€238.3 1	2.45	85.3€	Si				
2.08	4X/8Y Ø10/10.9	-179.5 7	-9997. 81	SLU 2	412.95	7877.1 3	3927.6 8	1	21.87	-72.11	-9997. 81	SLU 2	1064.6 2	€155.6 1	€235.4 2	2.45	85.3€	Si				
2.37	4X/8Y Ø10/10.9	-179.5 7	-9942. 26	SLU 2	411.71	7877.1 3	3925.8 3	1	21.86	-72.11	-9942. 26	SLU 2	1061.8 1	€155.6 1	€232.4 7	2.45	85.3€	Si				
2.67	4X/8Y Ø10/10.9	-179.5 7	-9886. 71	SLU 2	410.47	7877.1 3	3923.9 7	1	21.85	-72.11	-9886. 71	SLU 2	1059 1	€155.6 1	€229.5 2	2.45	85.3€	Si				
2.96	4X/8Y Ø10/10.9	-179.5 7	-9831. 15	SLU 2	409.24	7877.1 3	3922.1 1	1	21.84	-72.11	-9831. 15	SLU 2	1056.1 9	€155.6 1	€226.5 8	2.45	85.3€	Si				
3.26	4X/8Y Ø10/10.9	-179.5 7	-9775. 6	SLU 2	408	7877.1 3	3920.2 6	1	21.83	-72.11	-9775. 6	SLU 2	1053.3 9	€155.6 1	€223.6 3	2.45	85.3€	Si				
3.56	4X/8Y Ø10/10.9	-179.5 7	-9720. 05	SLU 2	406.76	7877.1 3	3918.4 4	1	21.82	-72.11	-9720. 05	SLU 2	1050.5 8	€155.6 1	€220.6 8	2.45	85.3€	Si				
3.85	4X/8Y Ø10/10.9	-179.5 7	-9664. 49	SLU 2	405.52	7877.1 3	3916.5 4	1	21.81	-72.11	-9664. 49	SLU 2	1047.7 7	€155.6 1	€217.7 3	2.45	85.3€	Si				
4.15	4X/8Y Ø10/10.9	-179.5 7	-9609. 88	SLU 2	404.21	7877.1 3	3914.7 2	1	21.8	-72.11	-9609. 88	SLU 2	1045.0 1	€155.6 1	€214.8 4	2.45	85.3€	Si				

Figura 59 – Pila Eraclea- Verifiche a taglio SLU

Quota	Staffe	Direzione X							Direzione Y							Verifica		
		V	N	Comb.	VRd	VRsd	VRcd	Cot	c.s.	V	N	Comb.	VRd	VRsd	VRcd		Cot	c.s.
0	4X/8Y Ø10/10.9	9.7	-5236.13	SLU 1	306.87	7877.13	3768.56	1	388.65	72.11	-8803.72	SLU 2	1004.27	€155.61	€172.07	2.45	85.36	Si
0.3	4X/8Y Ø10/10.9	9.7	-5195.67	SLU 1	305.97	7877.13	3767.21	1	388.51	72.11	-8749.11	SLU 2	1001.51	€155.61	€169.17	2.45	85.36	Si
0.59	4X/8Y Ø10/10.9	9.7	-5154.52	SLU 1	305.05	7877.13	3765.84	1	388.37	72.11	-8693.56	SLU 2	998.7	€155.61	€166.23	2.45	85.36	Si
0.89	4X/8Y Ø10/10.9	9.7	-5113.37	SLU 1	304.13	7877.13	3764.43	1	388.23	72.11	-8638.1	SLU 2	995.89	€155.61	€163.28	2.45	85.36	Si
1.19	4X/8Y Ø10/10.9	9.7	-5072.22	SLU 1	303.22	7877.13	3763.09	1	388.09	72.11	-8582.45	SLU 2	993.08	€155.61	€160.33	2.45	85.36	Si
1.48	4X/8Y Ø10/10.9	9.7	-5031.07	SLU 1	302.3	7877.13	3761.71	1	387.95	72.11	-8526.9	SLU 2	990.27	€155.61	€157.38	2.45	85.36	Si
1.78	4X/8Y Ø10/10.9	9.7	-4989.92	SLU 1	301.38	7877.13	3760.34	1	387.81	72.11	-8471.25	SLU 2	987.47	€029.98	€245.11	2.4	83.62	Si
2.08	4X/8Y Ø10/10.9	9.7	-4948.77	SLU 1	300.47	7877.13	3758.96	1	387.66	72.11	-8415.79	SLU 2	984.66	€029.98	€242.22	2.4	83.62	Si
2.37	4X/8Y Ø10/10.9	9.7	-4907.62	SLU 1	299.55	7877.13	3757.59	1	387.52	72.11	-8360.24	SLU 2	981.85	€029.98	€239.33	2.4	83.62	Si
2.67	4X/8Y Ø10/10.9	9.7	-4866.47	SLU 1	298.63	7877.13	3756.21	1	387.38	72.11	-8304.69	SLU 2	979.04	€029.98	€236.44	2.4	83.62	Si
2.96	4X/8Y Ø10/10.9	9.7	-4825.32	SLU 1	297.72	7877.13	3754.84	1	387.24	72.11	-8249.13	SLU 2	976.24	€029.98	€233.44	2.4	83.62	Si
3.26	4X/8Y Ø10/10.9	9.7	-4784.17	SLU 1	296.8	7877.13	3753.46	1	387.1	72.11	-8193.58	SLU 2	973.43	€029.98	€230.55	2.4	83.62	Si
3.56	4X/8Y Ø10/10.9	9.7	-4743.02	SLU 1	295.88	7877.13	3752.09	1	386.95	72.11	-8138.03	SLU 2	970.62	€029.98	€227.66	2.4	83.62	Si
3.85	4X/8Y Ø10/10.9	9.7	-4701.87	SLU 1	294.97	7877.13	3750.71	1	386.81	72.11	-8082.47	SLU 2	967.81	€029.98	€224.77	2.4	83.62	Si
4.15	4X/8Y Ø10/10.9	9.7	-4661.41	SLU 1	294.07	7877.13	3749.33	1	386.67	72.11	-8027.66	SLU 2	965.05	€029.98	€221.88	2.4	83.62	Si

Figura 60 – Pila Eraclea mare- Verifiche a taglio SLU

Verifica a taglio in famiglia SLU

Quota	Staffe	Direzione X							Direzione Y							Verifica		
		V	N	Comb.	VRd	VRsd	VRcd	Cot	c.s.	V	N	Comb.	VRd	VRsd	VRcd		Cot	c.s.
0	3X/2Y Ø8/20	37.27	-499.87	SLU 2	217.76	184.28	1110.08	2.5	5.84	0	-393.98	SLU 1	181.97	335.29	1196.25	2.5	1000	Si
0.31	3X/2Y Ø8/20	37.27	-495.81	SLU 2	217.25	184.28	1109.54	2.5	5.83	0	-390.97	SLU 1	181.54	335.29	1195.81	2.5	1000	Si
0.61	3X/2Y Ø8/20	37.27	-491.73	SLU 2	216.72	184.28	1108.99	2.5	5.81	0	-387.94	SLU 1	181.11	335.29	1195.37	2.5	1000	Si
0.92	3X/2Y Ø8/20	37.27	-487.55	SLU 2	216.18	184.28	1108.44	2.5	5.8	0	-384.85	SLU 1	180.67	335.29	1194.91	2.5	1000	Si
1.22	3X/2Y Ø8/20	37.27	-483.42	SLU 2	215.64	184.28	1107.87	2.5	5.79	0	-381.79	SLU 1	180.24	335.29	1194.46	2.5	1000	Si
1.53	3X/2Y Ø8/20	37.27	-479.29	SLU 2	215.1	184.28	1107.31	2.5	5.77	0	-378.73	SLU 1	179.8	335.29	1194.01	2.5	1000	Si
1.84	3X/2Y Ø8/20	37.27	-475.16	SLU 2	214.57	184.28	1106.76	2.5	5.76	0	-375.67	SLU 1	179.37	335.29	1193.56	2.5	1000	Si
2.14	3X/2Y Ø8/20	37.27	-471.03	SLU 2	214.03	184.28	1106.2	2.5	5.74	0	-372.61	SLU 1	178.93	335.29	1193.11	2.5	1000	Si
2.45	3X/2Y Ø8/20	37.27	-466.9	SLU 2	213.49	184.28	1105.65	2.5	5.73	0	-369.56	SLU 1	178.5	335.29	1192.66	2.5	1000	Si
2.75	3X/2Y Ø8/20	37.27	-462.77	SLU 2	212.95	184.28	1105.09	2.5	5.71	0	-366.5	SLU 1	178.06	335.29	1192.22	2.5	1000	Si
3.06	3X/2Y Ø8/20	37.27	-458.64	SLU 2	212.42	184.28	1104.53	2.5	5.7	0	-363.44	SLU 1	177.63	335.29	1191.77	2.5	1000	Si
3.36	3X/2Y Ø8/20	37.27	-454.51	SLU 2	211.89	184.28	1103.99	2.5	5.68	0	-360.43	SLU 1	177.2	335.29	1191.32	2.5	1000	Si
3.67	3X/2Y Ø8/20	37.27	-450.38	SLU 2	211.34	184.28	1103.42	2.5	5.67	0	-357.32	SLU 1	176.76	335.29	1190.87	2.5	1000	Si
3.98	3X/2Y Ø8/20	37.27	-446.25	SLU 2	210.8	184.28	1102.87	2.5	5.66	0	-354.26	SLU 1	176.33	335.29	1190.42	2.5	1000	Si
4.28	3X/2Y Ø8/20	37.27	-442.13	SLU 2	210.27	184.28	1102.31	2.5	5.64	0	-351.2	SLU 1	175.89	335.29	1189.97	2.5	1000	Si
4.59	3X/2Y Ø8/20	37.27	-438	SLU 2	209.73	184.28	1101.75	2.5	5.63	0	-348.14	SLU 1	175.46	335.29	1189.52	2.5	1000	Si
4.89	3X/2Y Ø8/20	37.27	-433.87	SLU 2	209.19	184.28	1101.2	2.5	5.61	0	-345.09	SLU 1	175.02	335.29	1189.07	2.5	1000	Si
5.2	3X/2Y Ø8/20	37.27	-429.81	SLU 2	208.66	184.28	1100.65	2.5	5.6	0	-342.08	SLU 1	174.6	335.29	1188.63	2.5	1000	Si



Verifica a taglio in famiglia SLU

Quota	Staffe	Direzione X								Direzione Y								Verifica
		V	N	Comb.	VRd	VRsd	VRcd	Cot	c.s.	V	N	Comb.	VRd	VRsd	VRcd	Cot	c.s.	
0	2X/2Y Ø10/23.€	42.69	-637.6	SLU 2	235.71	162.43	1128.6	2.5	5.52	0	-414.5	SLU 1	184.89	443.29	1199.2	2.5	1000	Si
0.31	2X/2Y Ø10/23.€	42.69	-633.6	SLU 2	235.18	162.43	1128.0	2.5	5.51	0	-411.5	SLU 1	184.46	443.29	1198.8	2.5	1000	Si
0.61	2X/2Y Ø10/23.€	42.69	-629.5	SLU 2	234.65	162.43	1127.5	2.5	5.5	0	-408.5	SLU 1	184.04	443.29	1198.3	2.5	1000	Si
0.92	2X/2Y Ø10/23.€	42.69	-625.3	SLU 2	234.11	162.43	1126.9	2.5	5.48	0	-405.4	SLU 1	183.6	443.29	1197.9	2.5	1000	Si
1.22	2X/2Y Ø10/23.€	42.69	-621.2	SLU 2	233.57	162.43	1126.4	2.5	5.47	0	-402.3	SLU 1	183.16	443.29	1197.4	2.5	1000	Si
1.53	2X/2Y Ø10/23.€	42.69	-617.0	SLU 2	233.03	162.43	1125.8	2.5	5.46	0	-399.3	SLU 1	182.73	443.29	1197.0	2.5	1000	Si
1.84	2X/2Y Ø10/23.€	42.69	-612.9	SLU 2	232.5	162.43	1125.3	2.5	5.45	0	-396.2	SLU 1	182.29	443.29	1196.5	2.5	1000	Si
2.14	2X/2Y Ø10/23.€	42.69	-608.8	SLU 2	231.96	162.43	1124.7	2.5	5.43	0	-393.2	SLU 1	181.86	443.29	1196.1	2.5	1000	Si
2.45	2X/2Y Ø10/23.€	42.69	-604.6	SLU 2	231.42	162.43	1124.1	2.5	5.42	0	-390.1	SLU 1	181.42	443.29	1195.6	2.5	1000	Si
2.75	2X/2Y Ø10/23.€	42.69	-600.5	SLU 2	230.88	162.43	1123.6	2.5	5.41	0	-387.0	SLU 1	180.99	443.29	1195.2	2.5	1000	Si
3.06	2X/2Y Ø10/23.€	42.69	-596.4	SLU 2	230.35	162.43	1123.0	2.5	5.4	0	-384.0	SLU 1	180.55	443.29	1194.7	2.5	1000	Si
3.36	2X/2Y Ø10/23.€	42.69	-592.3	SLU 2	229.82	162.43	1122.5	2.5	5.38	0	-381.0	SLU 1	180.13	443.29	1194.3	2.5	1000	Si
3.67	2X/2Y Ø10/23.€	42.69	-588.1	SLU 2	229.27	162.43	1121.9	2.5	5.37	0	-377.9	SLU 1	179.69	443.29	1193.8	2.5	1000	Si
3.98	2X/2Y Ø10/23.€	42.69	-584.0	SLU 2	228.73	162.43	1121.4	2.5	5.36	0	-374.8	SLU 1	179.25	443.29	1193.4	2.5	1000	Si
4.28	2X/2Y Ø10/23.€	42.69	-579.9	SLU 2	228.2	162.43	1120.8	2.5	5.34	0	-371.7	SLU 1	178.82	443.29	1192.9	2.5	1000	Si
4.59	2X/2Y Ø10/23.€	42.69	-575.7	SLU 2	227.66	162.43	1120.3	2.5	5.33	0	-368.7	SLU 1	178.38	443.29	1192.5	2.5	1000	Si
4.89	2X/2Y Ø10/23.€	42.69	-571.6	SLU 2	227.12	162.43	1119.7	2.5	5.32	0	-365.6	SLU 1	177.95	443.29	1192.0	2.5	1000	Si
5.2	2X/2Y Ø10/23.€	42.69	-567.6	SLU 2	226.59	162.43	1119.2	2.5	5.31	0	-362.6	SLU 1	177.52	443.29	1191.6	2.5	1000	Si

Verifica a taglio in famiglia SLU

Quota	Staffe	Direzione X								Direzione Y								Verifica
		V	N	Comb.	VRd	VRsd	VRcd	Cot	c.s.	V	N	Comb.	VRd	VRsd	VRcd	Cot	c.s.	
0	3X/2Y Ø8/20	39.31	-748.7	SLU 2	250.17	184.28	1143.5	2.5	6.36	0	-386.2	SLU 1	180.67	335.29	1195.1	2.5	1000	Si
0.31	3X/2Y Ø8/20	39.31	-744.7	SLU 2	249.64	184.28	1143.0	2.5	6.35	0	-383.2	SLU 1	180.45	335.29	1194.6	2.5	1000	Si
0.61	3X/2Y Ø8/20	39.31	-740.6	SLU 2	249.11	184.28	1142.4	2.5	6.34	0	-380.2	SLU 1	180.02	335.29	1194.2	2.5	1000	Si
0.92	3X/2Y Ø8/20	39.31	-736.4	SLU 2	248.57	184.28	1141.9	2.5	6.32	0	-377.1	SLU 1	179.58	335.29	1193.7	2.5	1000	Si
1.22	3X/2Y Ø8/20	39.31	-732.3	SLU 2	248.03	184.28	1141.3	2.5	6.31	0	-374.0	SLU 1	179.14	335.29	1193.3	2.5	1000	Si
1.53	3X/2Y Ø8/20	39.31	-728.1	SLU 2	247.49	184.28	1140.8	2.5	6.3	0	-371.0	SLU 1	178.71	335.29	1192.8	2.5	1000	Si
1.84	3X/2Y Ø8/20	39.31	-724.0	SLU 2	246.95	184.28	1140.2	2.5	6.28	0	-367.9	SLU 1	178.27	335.29	1192.4	2.5	1000	Si
2.14	3X/2Y Ø8/20	39.31	-719.9	SLU 2	246.42	184.28	1139.7	2.5	6.27	0	-364.9	SLU 1	177.84	335.29	1191.9	2.5	1000	Si
2.45	3X/2Y Ø8/20	39.31	-715.8	SLU 2	245.88	184.28	1139.1	2.5	6.25	0	-361.8	SLU 1	177.4	335.29	1191.5	2.5	1000	Si
2.75	3X/2Y Ø8/20	39.31	-711.6	SLU 2	245.34	184.28	1138.5	2.5	6.24	0	-358.7	SLU 1	176.97	335.29	1191.0	2.5	1000	Si
3.06	3X/2Y Ø8/20	39.31	-707.5	SLU 2	244.8	184.28	1138.0	2.5	6.23	0	-355.7	SLU 1	176.54	335.29	1190.6	2.5	1000	Si
3.36	3X/2Y Ø8/20	39.31	-703.4	SLU 2	244.28	184.28	1137.4	2.5	6.21	0	-352.7	SLU 1	176.11	335.29	1190.1	2.5	1000	Si
3.67	3X/2Y Ø8/20	39.31	-699.2	SLU 2	243.73	184.28	1136.9	2.5	6.2	0	-349.6	SLU 1	175.67	335.29	1189.7	2.5	1000	Si
3.98	3X/2Y Ø8/20	39.31	-695.1	SLU 2	243.19	184.28	1136.3	2.5	6.19	0	-346.5	SLU 1	175.23	335.29	1189.2	2.5	1000	Si
4.28	3X/2Y Ø8/20	39.31	-691.0	SLU 2	242.66	184.28	1135.8	2.5	6.17	0	-343.5	SLU 1	174.8	335.29	1188.8	2.5	1000	Si
4.59	3X/2Y Ø8/20	39.31	-686.9	SLU 2	242.12	184.28	1135.2	2.5	6.16	0	-340.4	SLU 1	174.36	335.29	1188.3	2.5	1000	Si
4.89	3X/2Y Ø8/20	39.31	-682.7	SLU 2	241.58	184.28	1134.7	2.5	6.15	0	-337.3	SLU 1	173.93	335.29	1187.9	2.5	1000	Si
5.2	3X/2Y Ø8/20	39.31	-678.7	SLU 2	241.05	184.28	1134.1	2.5	6.13	0	-334.3	SLU 1	173.5	335.29	1187.4	2.5	1000	Si

Figura 61 – Spalla Eraclea - Verifiche a taglio SLU



Verifica a taglio in famiglia SLU

Quota	Staffe	Direzione X								Direzione Y								Verifica
		V	N	Comb.	VRd	VRsd	VRcd	Cot	c.s.	V	N	Comb.	VRd	VRsd	VRcd	Cot	c.s.	
0	3X/2Y Ø8/20	-19.79	-527.62	SLU 2	221.39	184.28	1113.82	2.5	11.19	0	-383.61	SLU 1	180.49	335.29	1194.73	2.5	1000	Si
0.31	3X/2Y Ø8/20	-19.79	-523.56	SLU 2	220.86	184.28	1113.27	2.5	11.16	0	-380.64	SLU 1	180.07	335.29	1194.29	2.5	1000	Si
0.61	3X/2Y Ø8/20	-19.79	-519.48	SLU 2	220.33	184.28	1112.72	2.5	11.13	0	-377.57	SLU 1	179.64	335.29	1193.84	2.5	1000	Si
0.92	3X/2Y Ø8/20	-19.79	-515.33	SLU 2	219.79	184.28	1112.16	2.5	11.1	0	-374.48	SLU 1	179.2	335.29	1193.39	2.5	1000	Si
1.22	3X/2Y Ø8/20	-19.79	-511.17	SLU 2	219.25	184.28	1111.6	2.5	11.08	0	-371.42	SLU 1	178.76	335.29	1192.94	2.5	1000	Si
1.53	3X/2Y Ø8/20	-19.79	-507.04	SLU 2	218.71	184.28	1111.05	2.5	11.05	0	-368.36	SLU 1	178.33	335.29	1192.49	2.5	1000	Si
1.84	3X/2Y Ø8/20	-19.79	-502.91	SLU 2	218.18	184.28	1110.49	2.5	11.02	0	-365.3	SLU 1	177.89	335.29	1192.04	2.5	1000	Si
2.14	3X/2Y Ø8/20	-19.79	-498.78	SLU 2	217.64	184.28	1109.94	2.5	11	0	-362.24	SLU 1	177.46	335.29	1191.59	2.5	1000	Si
2.45	3X/2Y Ø8/20	-19.79	-494.65	SLU 2	217.1	184.28	1109.38	2.5	10.97	0	-359.19	SLU 1	177.03	335.29	1191.14	2.5	1000	Si
2.75	3X/2Y Ø8/20	-19.79	-490.53	SLU 2	216.56	184.28	1108.83	2.5	10.94	0	-356.13	SLU 1	176.59	335.29	1190.69	2.5	1000	Si
3.06	3X/2Y Ø8/20	-19.79	-486.4	SLU 2	216.02	184.28	1108.27	2.5	10.91	0	-353.07	SLU 1	176.16	335.29	1190.24	2.5	1000	Si
3.36	3X/2Y Ø8/20	-19.79	-482.33	SLU 2	215.5	184.28	1107.72	2.5	10.89	0	-350.01	SLU 1	175.73	335.29	1189.78	2.5	1000	Si
3.67	3X/2Y Ø8/20	-19.79	-478.14	SLU 2	214.95	184.28	1107.16	2.5	10.86	0	-346.95	SLU 1	175.29	335.29	1189.33	2.5	1000	Si
3.98	3X/2Y Ø8/20	-19.79	-474.01	SLU 2	214.42	184.28	1106.6	2.5	10.83	0	-343.89	SLU 1	174.85	335.29	1188.88	2.5	1000	Si
4.28	3X/2Y Ø8/20	-19.79	-469.88	SLU 2	213.88	184.28	1106.05	2.5	10.81	0	-340.83	SLU 1	174.42	335.29	1188.43	2.5	1000	Si
4.59	3X/2Y Ø8/20	-19.79	-465.75	SLU 2	213.34	184.28	1105.49	2.5	10.78	0	-337.77	SLU 1	173.98	335.29	1187.98	2.5	1000	Si
4.89	3X/2Y Ø8/20	-19.79	-461.62	SLU 2	212.8	184.28	1104.93	2.5	10.75	0	-334.72	SLU 1	173.55	335.29	1187.53	2.5	1000	Si
5.2	3X/2Y Ø8/20	-19.79	-457.5	SLU 2	212.27	184.28	1104.39	2.5	10.72	0	-331.66	SLU 1	173.12	335.29	1187.08	2.5	1000	Si

Verifica a taglio in famiglia SLU

Quota	Staffe	Direzione X								Direzione Y								Verifica
		V	N	Comb.	VRd	VRsd	VRcd	Cot	c.s.	V	N	Comb.	VRd	VRsd	VRcd	Cot	c.s.	
0	3X/2Y Ø8/20	-23.26	-636.24	SLU 2	235.53	184.28	1128.44	2.5	10.13	0	-414.19	SLU 1	184.64	335.29	1199.22	2.5	1000	Si
0.31	3X/2Y Ø8/20	-23.26	-632.18	SLU 2	235	184.28	1127.89	2.5	10.1	0	-411.18	SLU 1	184.41	335.29	1198.78	2.5	1000	Si
0.61	3X/2Y Ø8/20	-23.26	-628.11	SLU 2	234.47	184.28	1127.34	2.5	10.08	0	-408.15	SLU 1	183.98	335.29	1198.34	2.5	1000	Si
0.92	3X/2Y Ø8/20	-23.26	-623.92	SLU 2	233.92	184.28	1126.78	2.5	10.06	0	-405.06	SLU 1	183.54	335.29	1197.88	2.5	1000	Si
1.22	3X/2Y Ø8/20	-23.26	-619.79	SLU 2	233.39	184.28	1126.23	2.5	10.03	0	-402	SLU 1	183.11	335.29	1197.43	2.5	1000	Si
1.53	3X/2Y Ø8/20	-23.26	-615.67	SLU 2	232.85	184.28	1125.67	2.5	10.01	0	-398.94	SLU 1	182.67	335.29	1196.98	2.5	1000	Si
1.84	3X/2Y Ø8/20	-23.26	-611.54	SLU 2	232.31	184.28	1125.11	2.5	9.99	0	-395.88	SLU 1	182.24	335.29	1196.53	2.5	1000	Si
2.14	3X/2Y Ø8/20	-23.26	-607.41	SLU 2	231.77	184.28	1124.56	2.5	9.97	0	-392.82	SLU 1	181.8	335.29	1196.08	2.5	1000	Si
2.45	3X/2Y Ø8/20	-23.26	-603.28	SLU 2	231.24	184.28	1124	2.5	9.94	0	-389.77	SLU 1	181.37	335.29	1195.63	2.5	1000	Si
2.75	3X/2Y Ø8/20	-23.26	-599.15	SLU 2	230.7	184.28	1123.45	2.5	9.92	0	-386.71	SLU 1	180.94	335.29	1195.19	2.5	1000	Si
3.06	3X/2Y Ø8/20	-23.26	-595.02	SLU 2	230.16	184.28	1122.89	2.5	9.9	0	-383.65	SLU 1	180.5	335.29	1194.74	2.5	1000	Si
3.36	3X/2Y Ø8/20	-23.26	-590.89	SLU 2	229.63	184.28	1122.34	2.5	9.87	0	-380.6	SLU 1	180.07	335.29	1194.29	2.5	1000	Si
3.67	3X/2Y Ø8/20	-23.26	-586.76	SLU 2	229.09	184.28	1121.78	2.5	9.85	0	-377.53	SLU 1	179.63	335.29	1193.84	2.5	1000	Si
3.98	3X/2Y Ø8/20	-23.26	-582.63	SLU 2	228.55	184.28	1121.22	2.5	9.82	0	-374.47	SLU 1	179.2	335.29	1193.39	2.5	1000	Si
4.28	3X/2Y Ø8/20	-23.26	-578.5	SLU 2	228.01	184.28	1120.67	2.5	9.8	0	-371.41	SLU 1	178.76	335.29	1192.94	2.5	1000	Si
4.59	3X/2Y Ø8/20	-23.26	-574.37	SLU 2	227.48	184.28	1120.11	2.5	9.78	0	-368.35	SLU 1	178.33	335.29	1192.49	2.5	1000	Si
4.89	3X/2Y Ø8/20	-23.26	-570.24	SLU 2	226.94	184.28	1119.56	2.5	9.76	0	-365.3	SLU 1	177.89	335.29	1192.04	2.5	1000	Si
5.2	3X/2Y Ø8/20	-23.26	-566.11	SLU 2	226.41	184.28	1119.01	2.5	9.73	0	-362.24	SLU 1	177.47	335.29	1191.59	2.5	1000	Si

Verifica a taglio in famiglia SLU

Quota	Staffe	Direzione X									Direzione Y									Verifica
		V	N	Comb.	VRd	VRsd	VRcd	Cot	c.s.	V	N	Comb.	VRd	VRsd	VRcd	Cot	c.s.			
0	3X/2Y 08/20	-21.93	-710.47	SLU 2	245.19	184.28	1138.43	2.5	11.18	0	-391.47	SLU 1	181.61	335.29	1195.88	2.5	1000	Si		
0.31	3X/2Y 08/20	-21.93	-706.41	SLU 2	244.66	184.28	1137.89	2.5	11.16	0	-388.46	SLU 1	181.18	335.29	1195.44	2.5	1000	Si		
0.61	3X/2Y 08/20	-21.93	-702.33	SLU 2	244.13	184.28	1137.34	2.5	11.13	0	-385.43	SLU 1	180.75	335.29	1195	2.5	1000	Si		
0.92	3X/2Y 08/20	-21.93	-698.15	SLU 2	243.58	184.28	1136.77	2.5	11.11	0	-382.34	SLU 1	180.32	335.29	1194.54	2.5	1000	Si		
1.22	3X/2Y 08/20	-21.93	-694.02	SLU 2	243.04	184.28	1136.22	2.5	11.08	0	-379.28	SLU 1	179.88	335.29	1194.09	2.5	1000	Si		
1.53	3X/2Y 08/20	-21.93	-689.89	SLU 2	242.51	184.28	1135.66	2.5	11.06	0	-376.22	SLU 1	179.45	335.29	1193.64	2.5	1000	Si		
1.84	3X/2Y 08/20	-21.93	-685.76	SLU 2	241.97	184.28	1135.11	2.5	11.03	0	-373.16	SLU 1	179.01	335.29	1193.2	2.5	1000	Si		
2.14	3X/2Y 08/20	-21.93	-681.63	SLU 2	241.43	184.28	1134.55	2.5	11.01	0	-370.11	SLU 1	178.58	335.29	1192.75	2.5	1000	Si		
2.45	3X/2Y 08/20	-21.93	-677.5	SLU 2	240.9	184.28	1133.99	2.5	10.98	0	-367.05	SLU 1	178.14	335.29	1192.3	2.5	1000	Si		
2.75	3X/2Y 08/20	-21.93	-673.37	SLU 2	240.36	184.28	1133.44	2.5	10.96	0	-363.99	SLU 1	177.71	335.29	1191.85	2.5	1000	Si		
3.06	3X/2Y 08/20	-21.93	-669.24	SLU 2	239.82	184.28	1132.88	2.5	10.94	0	-360.93	SLU 1	177.27	335.29	1191.4	2.5	1000	Si		
3.36	3X/2Y 08/20	-21.93	-665.11	SLU 2	239.29	184.28	1132.34	2.5	10.91	0	-357.92	SLU 1	176.85	335.29	1190.95	2.5	1000	Si		
3.67	3X/2Y 08/20	-21.93	-660.99	SLU 2	238.75	184.28	1131.77	2.5	10.89	0	-354.81	SLU 1	176.4	335.29	1190.5	2.5	1000	Si		
3.98	3X/2Y 08/20	-21.93	-656.86	SLU 2	238.21	184.28	1131.22	2.5	10.86	0	-351.75	SLU 1	175.97	335.29	1190.05	2.5	1000	Si		
4.28	3X/2Y 08/20	-21.93	-652.73	SLU 2	237.67	184.28	1130.66	2.5	10.84	0	-348.69	SLU 1	175.54	335.29	1189.6	2.5	1000	Si		
4.59	3X/2Y 08/20	-21.93	-648.6	SLU 2	237.13	184.28	1130.11	2.5	10.81	0	-345.64	SLU 1	175.1	335.29	1189.15	2.5	1000	Si		
4.89	3X/2Y 08/20	-21.93	-644.47	SLU 2	236.6	184.28	1129.55	2.5	10.79	0	-342.58	SLU 1	174.67	335.29	1188.7	2.5	1000	Si		
5.2	3X/2Y 08/20	-21.93	-640.34	SLU 2	236.07	184.28	1129	2.5	10.76	0	-339.57	SLU 1	174.24	335.29	1188.26	2.5	1000	Si		

Figura 62 – Spalla Eraclea mare - Verifiche a taglio SLU

9.2.2.2. Verifiche sismiche

Si procede come previsto dalla Linee Guida alla verifica di sicurezza in fase sismica tenuto conto che per i ponti in zone con accelerazione di picco al suolo $0.05 < a_g/g < 0.10$ e classe topografica T_1 il livello di attenzione sismico è definito come **MEDIO-BASSO** (Tab. 4.12 Linee Guida)

VERIFICHE NELLA FASE SISMICA ¹		Risultato ζ_E
Pile	IR,PGA pressoflessione	0,93
	IR,PGA taglio	1,46
Spalle	IR,PGA pressoflessione	0,56
	IR,PGA taglio	1,30

L'elemento strutturale più debole è la spalla che risulta poco armata per i carichi sismici trasversali, essendo dimensionata solo per reggere la spinta dei terreni a tergo.

L'accelerazione di picco al suolo nel caso in esame è pari a $0.0715 a_g/g$ nel caso si consideri l'opera come ordinaria (Classe d'uso $C_u=II$), e pari a 0.0811 nel caso si consideri l'opera come tale da provocare situazioni di emergenza in caso di interruzione del traffico (Classe d'uso $C_u=III$).

Accelerazione di picco al suolo e categoria topografica

La classificazione riportata nella prima colonna della *Figura 4.4* si basa sulle sole accelerazione di picco al suolo (a_g), con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni e riferita a suoli rigidi, e sulla categoria topografica (T_i) della zona di interesse e si determina mediante la *Tabella 4.12*. Classi più alte sono associate ad accelerazioni maggiori e a condizioni topografiche più sfavorevoli (es. T_4).

Tabella 4.12. – Classificazione sulla base dell'accelerazione di picco al suolo (a_g) e categoria topografica (T_i)

	T1, T2, T3	T4
$a_g \geq 0,25 g$	ALTA	ALTA
$0,15 g \leq a_g < 0,25 g$	MEDIO-ALTA	ALTA
$0,10 g \leq a_g < 0,15 g$	MEDIA	MEDIO-ALTA
$0,05 g \leq a_g < 0,10 g$	MEDIO-BASSA	MEDIA
$a_g < 0,05 g$	BASSA	MEDIO-BASSA

Dato il basso livello di pericolosità sismica, non si ritiene necessario procedere a intervenire con opere di adeguamento o miglioramento.

9.2.3. Verifica del sistema di fondazioni

9.2.3.1. Descrizione

Le verifiche geotecniche sono state condotte a partire dalle risultanze delle prove geognostiche eseguite dalla ditta Uningeo – Geological and Geotechnical Services di Padova (PD) nel 2023 e dalla ditta 4 EMME Service S.p.A. di Bolzano (BZ) nel 2023, in accordo con le prescrizioni contenute nel Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni”.

9.2.3.2. Valutazione della sicurezza del sistema fondazionale

La valutazione della sicurezza di una struttura esistente è un procedimento volto alla determinazione dell’entità delle azioni che la struttura è in grado di sostenere con il livello di sicurezza minimo richiesto dalla normativa vigente, come riportato al paragrafo 8.3 del Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni. L’incremento del livello di sicurezza, qualora necessario, si persegue operando sulla struttura operando interventi locali o globali. La normativa, pertanto, detta le condizioni in cui si rende necessaria la valutazione della sicurezza della struttura, sia in termini di struttura in elevazione che di sistema fondazionale, e le modalità di intervento.

Qualora sia necessario effettuare la valutazione della sicurezza della costruzione, la verifica del sistema fondazionale è obbligatoria solo se sussistono condizioni che possano dare luogo a fenomeni di instabilità globale o se si verifica una delle seguenti condizioni:

- Nella costruzione siano presenti importanti dissesti attribuibili a cedimenti delle fondazioni o dissesti della stessa natura si siano prodotti nel passato;
- Siano possibili fenomeni di ribaltamento e/o scorrimento della costruzione per effetto: di condizioni morfologiche sfavorevoli, di modificazioni apportate al profilo del terreno in prossimità delle fondazioni, delle azioni sismiche di progetto;
- Siano possibili fenomeni di liquefazione del terreno di fondazione dovuti alle azioni sismiche di progetto.

Allo scopo di verificare la sussistenza delle predette condizioni, si farà riferimento alla documentazione disponibile, ossia alle risultanze delle prove geognostiche eseguite dalla ditta Uningeo – Geological and Geotechnical Services di Padova (PD) e alla ditta 4 EMME Service S.p.A. di Bolzano (BZ). In particolare, sono state eseguite indagini subacquee sulle fondazioni degli elementi strutturali dei ponti, prove P.I.T. nel dominio dei tempi e indagini geoelettriche, per identificare le geometrie delle fondazioni profonde, e due prove CPTU per sito, per la classificazione stratigrafica del terreno in oggetto e la determinazione dei parametri geotecnici di riferimento.

Le prove eseguite, pertanto, saranno elaborate in accordo con le prescrizioni contenute nel Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni”.

Modello documento		RCS	Pagina		90 di 120
Rev.	Data	Oggetto della Revisione	Redatto	Verificato	Approvato
01	31/07/2024	Emissione	SB	GS	GS

9.2.3.3. Capacità portante dei pali di fondazione

9.2.3.3.1. Parametri geotecnici di riferimento

La stratigrafia in sito è stata desunta dalle prove CPTU eseguite in sito dalla ditta Uningeo – Geological and Geotechnical Services di Padova (PD) e di seguito riportate.

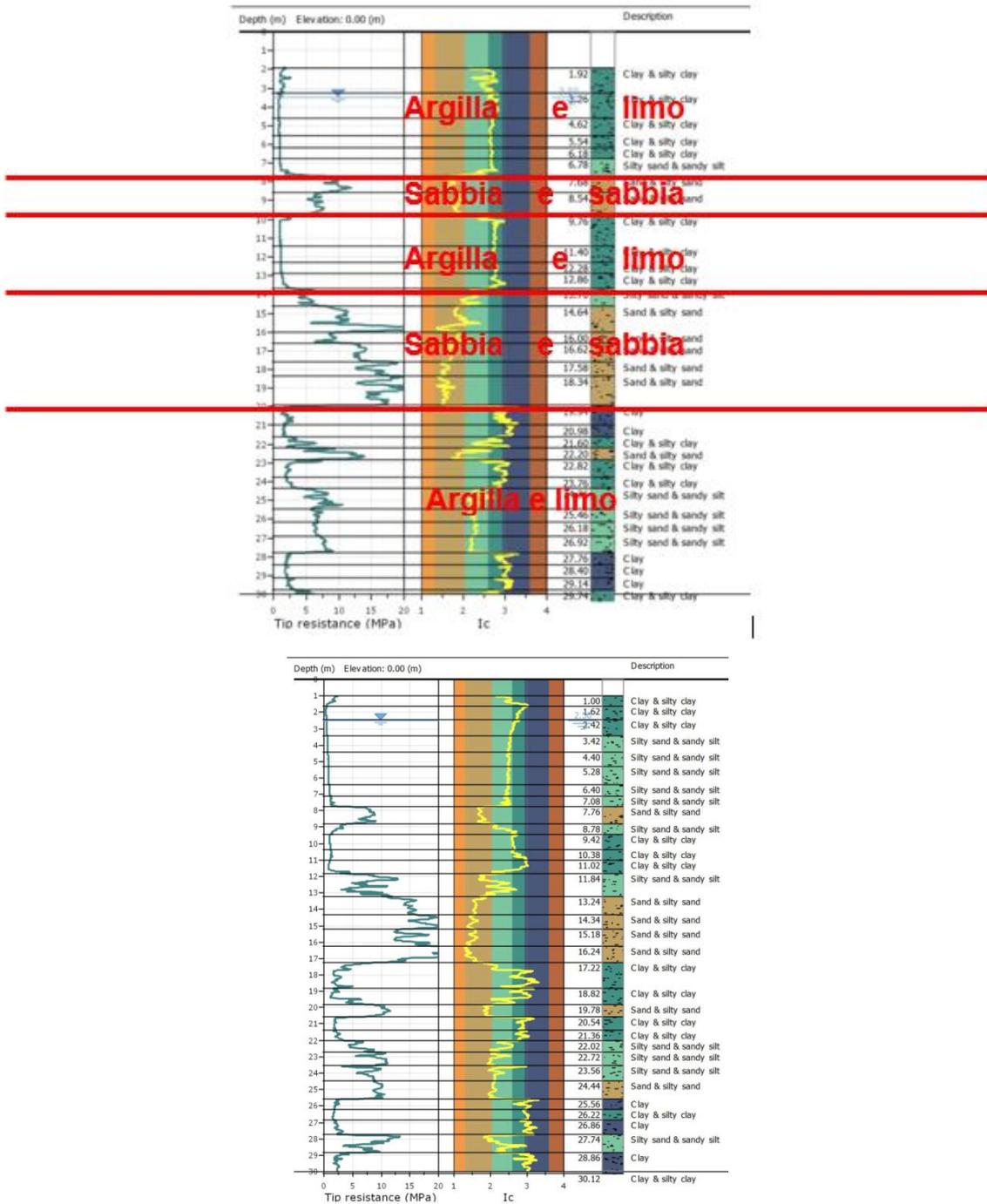


Figura 63 - Elaborazione stratigrafica da prove in sito

Il quadro stratigrafico del sito si presenta caratterizzato da una prevalenza di limi in matrice argillosa o sabbiosa. I parametri geomeccanici espressi rappresentano valori medi, ricavati da una stima ragionata e cautelativa all'interno dell'Unità litostratigrafica interessata dalle prove.

Nella tabella seguente pertanto sono riportati i parametri geotecnici di riferimento:

Prof. Strato (-m da p.c.)		Descrizione	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	Cu (kPa)	α (Viggiani)
da	a					
0	7.5	Argilla e limo argilloso	15.00	-	85	0.35
7.5	10.0	Sabbia e sabbia limosa	18.00	36	-	0.7
10.0	13.5	Argilla e limo argilloso	18.00	-	100	0.35
13.5	20.0	Sabbia e sabbia limosa	18.00	38.5	-	0.7
20.0	30.0	Argilla e limo argilloso con intercalazioni di limo sabbioso	18.50	-	140	0.35

Figura 64 - Parametri geotecnici di riferimento

9.2.3.3.2. Verifica della capacità portante di un palo tronco-conico

Nella figura successiva si riporta la configurazione in opera del palo troncoconico di lunghezza 15m realizzata mediante software di calcolo Geostru "Micropali e Pali di fondazione - MP". Le verifiche di sicurezza del palo sono state condotte considerando uno schema con palo incastrato al suolo di fondazione.

Il palo si assume armato con 15 barre di diametro 12cm. Il carico verticale sul palo più caricato si assume di 694kN allo stato limite ultimo, di 60kN in orizzontale e di 393kN allo stato limite di esercizio in combinazione quasi permanente, quella suscettibile di creare cedimenti.

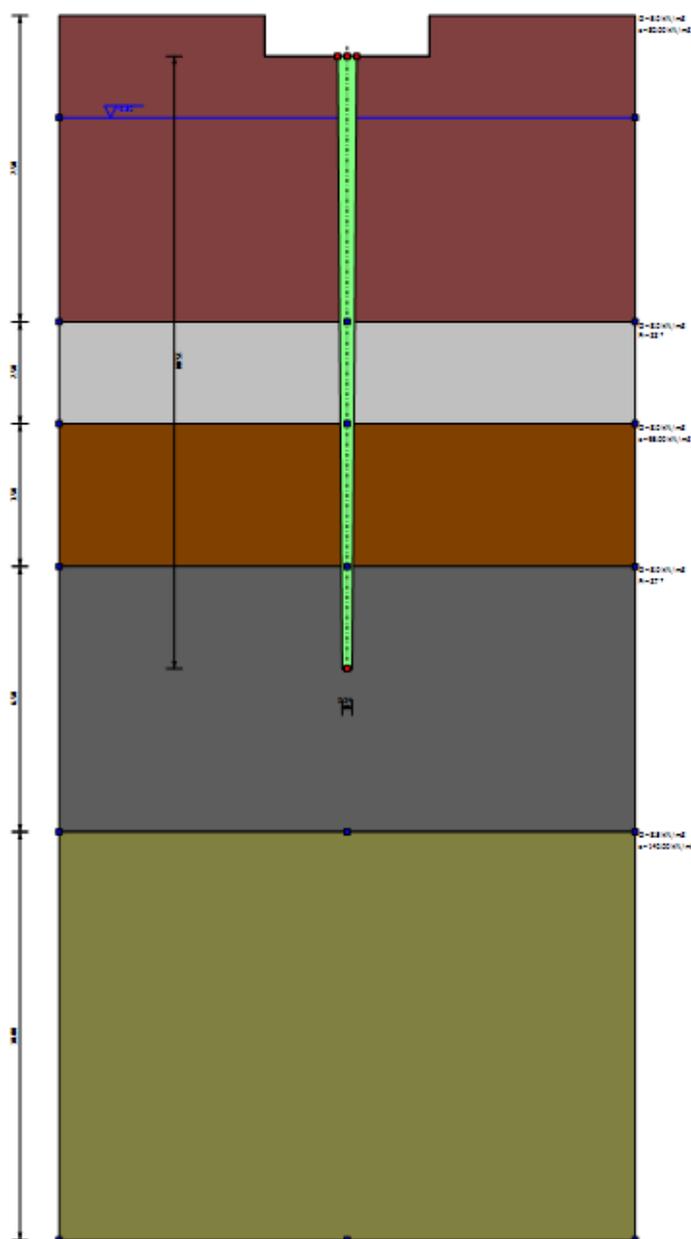


Figura 65 - Modello di calcolo su interpretazione stratigrafica

9.2.3.3.3. Dati generali

Descrizione	Palo tronco -conico	
Diametro punta	0.24	m
Lunghezza	15.00	m
Tipo	Infisso	
Tronoc-conicità	0.75%	
Densità relativa strato punta palo	50.00	
Portanza di punta calcolata con:	Berezantzev	
Profondità falda da piano campagna	2.50 m	
Calcestruzzo tipo	2	

Acciaio tipo 1

9.2.3.3.4. Sisma

Accelerazione sismica 0.132
Coefficiente di intensità sismico [Kh] 0.0264
Coefficiente di intensità sismico [Kv] 0.0132

9.2.3.3.5. Materiali

Nr.	Classe Calcestruzzo	fck,cubi [MPa]	Ec [MPa]	fck [MPa]	fcd [MPa]	fctd [MPa]	fctm [MPa]
1	C20/25	25	29960	20	11.33	1.01	2.21
2	C25/30	30	31475	25	14.16	1.14	2.56
3	C28/35	35	32308	28	15.86	1.26	2.76
4	C40/50	50	35220	40	22.66	1.63	3.5

Nr.	Classe Acciaio	Es [MPa]	fyk [MPa]	fyd [MPa]	ftk [MPa]	ftd [MPa]	ep_tk	epd_ult	$\beta_1 * \beta_2$ in.	$\beta_1 * \beta_2$ fin.
1	B450C	200000	450	391.3	450	391.3	.075	.0675	1	0.5

9.2.3.3.6. Stratigrafia

Nr.	Hs [m]	γ_{sat} [kN/m ³]	c [kN/m ²]	Φ (°)	α
1	7.50	15.00	80.00	0	0.35
2	2.50	18.00	0.00	33.00	0.70
3	3.50	18.00	95.00	0	0.35
4	6.50	18.00	0.00	37.00	0.70
5	10.00	18.50	140.00	0	0.35

Nr.: Numero dello strato. Hs: Spessore dello strato. Fi: Angolo di attrito. c: Coesione Alfa: Coefficiente adesione attrito laterale. Vs: Velocità onde di taglio.

9.2.3.3.7. Carico limite

Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/[kN/m ²]	Peso palo [kN]	Carico limite punta [kN]	Carico limite laterale [kN]	Carico limite [kN]	Attrito negativo [kN]	Carico limite orizzontale [kN]
A1+M1+R3	73.44	94..84	37.375/0.0 0	39.35	719.17	729.50	1409.32	--	151.29 [Lungo]

Corto si rompe il terreno senza che la sezione si plasticizzi. Medio si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (una sola cerniera plastica). Lungo si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (due cerniere plastiche).

9.2.3.3.8. Resistenza di progetto carichi assiali di compressione

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione: A1+M1+R3
Numero verticali di indagine 2
Fattore correlazione verticale indagate media (ξ_3) 1.65
Fattore correlazione verticale indagate minima (ξ_4) 1.55

	Rc, Min [kN]	Rc, Media [kN]	Rc, Max [kN]
Base	719.17	719.17	719.17
Laterale	729.50	729.50	729.50
Totale=Base+Laterale-Peso palo	1409.32	1409.32	1409.32

Coefficiente parziale resistenza caratteristica R3
Base 1.15
Laterale 1.15
Resistenza di progetto base 379.01 kN

9.2.3.4. Momento di plasticizzazione

Per il calcolo del momento di plasticizzazione, utile per la determinazione della resistenza agli sforzi orizzontali del palo, si ipotizza una sezione media in calcestruzzo da 400mm e armato con 15Ø12, nei primi dieci diametri. La verifica si esegue con il programma di calcolo VCASTU.

Figura 67 - Calcolo momento di plasticizzazione

9.2.3.5. Portanza di gruppo

Per il calcolo della portanza verticale di gruppo della fondazione, la normativa vigente prescrive la determinazione del carico ultimo totale tenendo conto degli effetti di gruppo, ossia dell'efficienza della palificata stessa, in funzione dell'interasse tra i pali, dal numero di pali e dal loro diametro.

$$Q_{ult} = NE_v Q_{ult,s}$$

dove

E_v è fattore di efficienza della palificata per carichi assiali;

$Q_{ult,s}$ carico ultimo del palo singolo;

N numero di pali uguali.

Nel caso in esame, la verifica è stata condotta sull'elemento "Pila" dove sono presenti 25 pali di diametro medio 40cm ad un interasse di 115cm:

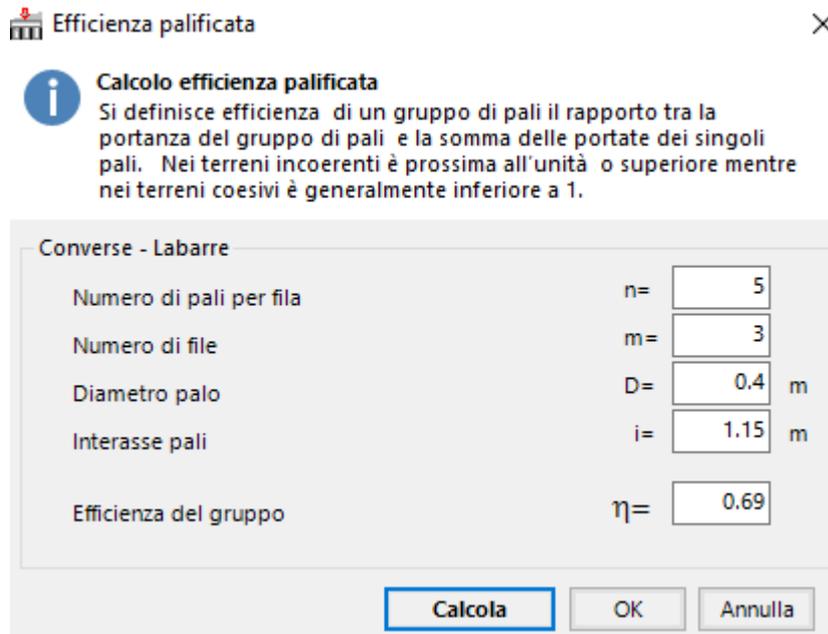


Figura 68 - Calcolo della portata verticale di gruppo

Da cui si ricava un valore di carico ultimo totale di 12489kN contro una sollecitazione agente di 10471kN.

9.2.3.6. Cedimento del palo singolo

Il cedimento è stato stimato con il metodo iperbolico di Fleming (1992). I parametri assunti sono di seguito riportati; in particolare, si assume un modulo elastico del terreno alla punta di 100MPa, coerentemente con la bibliografia tecnica.

Il carico sul palo è quello relativo alla combinazione SLEqp, combinazione suscettibile di generare cedimenti.

Lunghezza	15.00	m
Diametro testa	0.48	m
Diametro punta	0.24	m
Tratto attrito laterale nullo	1.00	m
Modulo elastico sezione	3.15E+07	kN/mq
Punto di applicazione risultante resistenza attiva	0.45	
Fattore flessibilità terreno/palo	1.00E-03	
Carico applicato	393.00	kN
Carico limite laterale	453.84	kN
Carico limite di punta	356.10	kN

Modulo elastico terreno corrispondente	1.00E+05 kN/mq
Accorciamento elastico	0.50 mm
Cedimento rigido	1.47 mm
Cedimento totale	1.98 mm

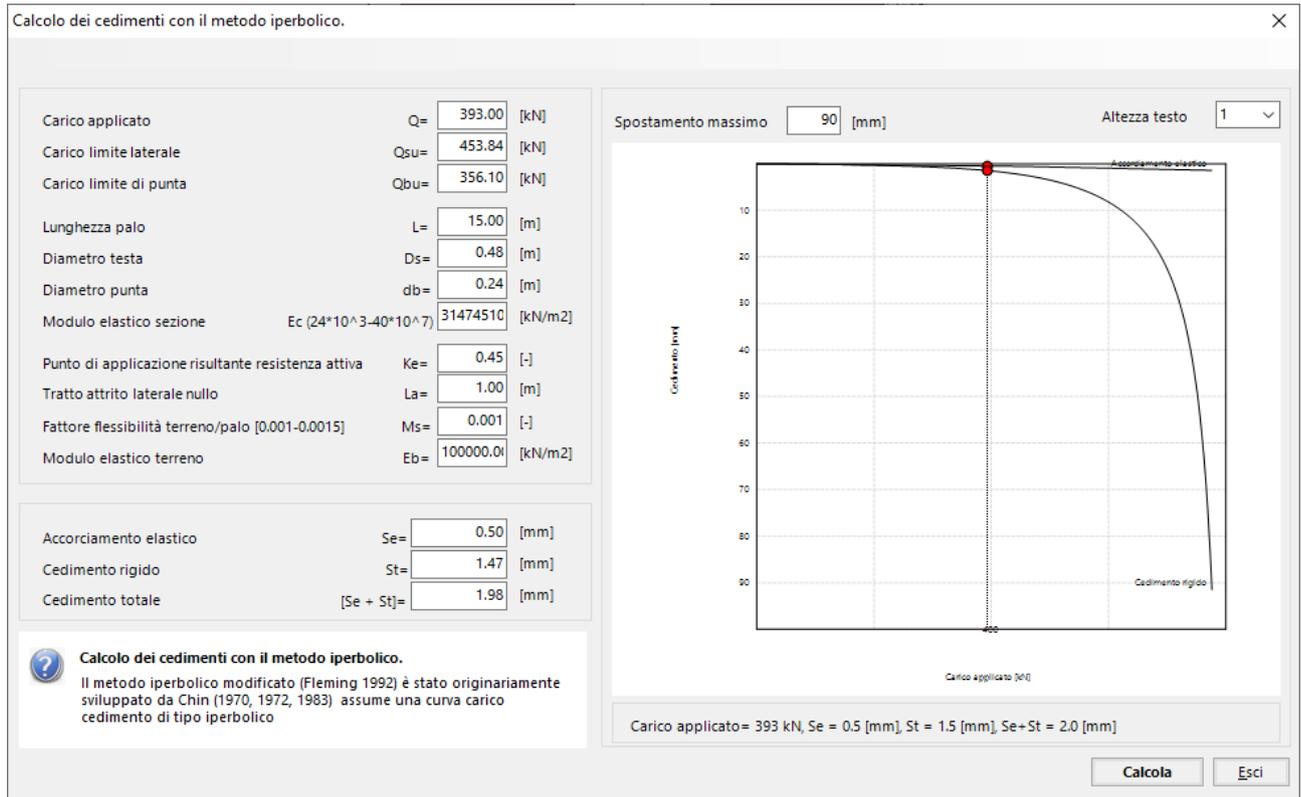


Figura 69 - Calcolo del cedimento con il metodo di Fleming (1992)

9.2.3.7. Verifica a liquefazione dei siti di interesse

La liquefazione è un fenomeno osservabile nei terreni granulari in seguito all'applicazione di sforzi di taglio ciclici indotti dalla propagazione di onde sismiche. Il fenomeno consiste nel totale annullamento della resistenza al taglio di un terreno granulare saturo e la sua conseguente trasformazione in un liquido.

Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione; se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità dei manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione.

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti ameno una delle seguenti cinque circostanze:

- Eventi sismici attesi id magnitudo M_w inferiore a 5;
- Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0.1g;

- Profondità media stagionale della falda superiore a 15m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$, dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche normalizzata ad una tensione efficace di 100kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100kPa;
- Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nelle figure seguenti al variare di U_c .

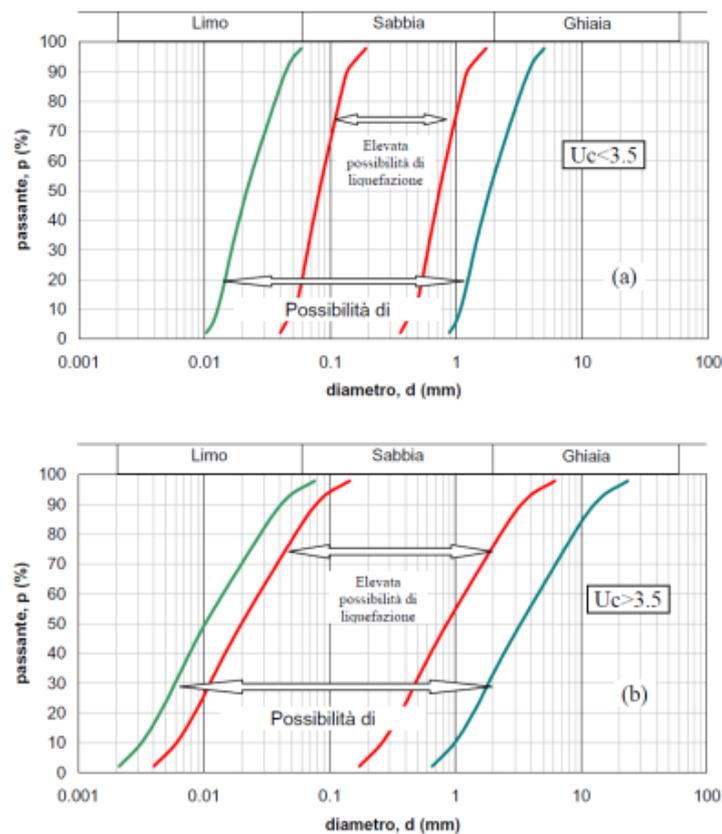


Figura 70 - Fusi granulometrici suscettibili di liquefazione

Quando nessuna delle precedenti condizioni risulti soddisfatta o il terreno di fondazione comprenda strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sottofalda, anche con presenza di fine, occorre valutare potenziale di liquefazione alle profondità in cui sono presenti i terreni potenzialmente liquefacibili. La valutazione del potenziale di liquefazione, ovvero del rischio di attivazione del fenomeno della liquefazione una volta che si sia verificato l'evento sismico atteso, costituisce uno tra i temi più dibattuti dell'ingegneria geotecnica sismica.

L'approccio prevalente è quello basato sui metodi "semplificati". Tali metodi consistono nell'applicazione di correlazioni empiriche tra osservazioni di casi reali di liquefazione (e non liquefazione), effettuate in seguito ai terremoti più forti e recenti, e i corrispondenti parametri del terreno misurati con le comuni prove geotecniche in sito, che sono in qualche misura rappresentativi della resistenza del terreno alla liquefazione

sismica. In particolare, nel corrente studio è stato implementato il metodo di Robertson & Wride (1998) basato sulle correlazioni delle prove CPT di Robertson (1990), con successivi aggiornamenti. Tale metodo, oltre che del potenziale di liquefazione, permette di dare informazioni anche sulla natura litologica, sul contenuto di fine e sulla plasticità dei terreni attraversati in modo speditivo attraverso la graficizzazione dei parametri di resistenza alla punta e laterale ricavati con l'elaborazione della prova CPT (Q_{tn} , F_r , $q_{c1N,CS}$ e I_c).

In particolare, Robertson permette di definire il comportamento del terreno a liquefazione, in modo speditivo, al variare di $q_{c1N,CS}$ e I_c , come riportato nella figura seguente. In prima battuta, terreni con valori di $q_{c1N,CS}$ maggiori di 50/75kPa hanno un comportamento dilatante mentre terreni con valori di $q_{c1N,CS}$ minori hanno un comportamento contraente.

I terreni a comportamento dilatante sono terreni in cui, sotto l'azione di un carico, l'aumento della resistenza a taglio è accompagnato da una variazione di volume inizialmente positiva (compressione) e successivamente negativa (espansione), fino al raggiungimento di un valore costante di volume. I terreni a comportamento contraente, invece, sono terreni in cui l'aumentare della resistenza a taglio è accompagnata da una variazione positiva (compressione) del volume, fino al raggiungimento di un valore costante del volume.

Ancora, terreni con I_c maggiore di 2.60 hanno un comportamento simile alla sabbia mentre quelli con I_c minore di 2.60 un comportamento equiparabile alle argille.

È possibile, pertanto, suddividere il grafico di Robertson in zone a comportamento assimilabile ad una sabbia contraente (porzione in alto a sinistra), ad una sabbia dilatante (in alto a destra), ad un'argilla contraente (in basso a sinistra) e ad un'argilla dilatante in basso a destra. In questo contesto si vede che i terreni a comportamento assimilabile ad una sabbia e dilatanti sono maggiormente suscettibili di liquefazione.

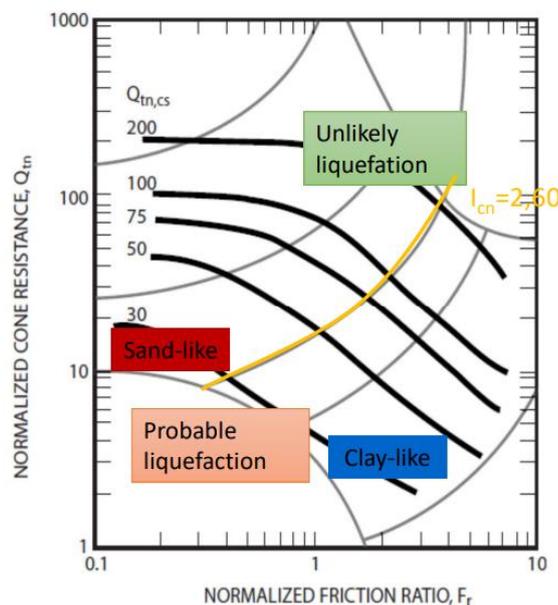


Figura 71 - Classificazione del potenziale di liquefazione di un terreno

Modello documento	RCS	Pagina	100 di 120
Rev.	Data	Oggetto della Revisione	Redatto Verificato Approvato
01	31/07/2024	Emissione	SB GS GS

Volendo quindi dare un primo riscontro sulla suscettibilità di liquefazione dei terreni oggetto di studio è possibile graficizzare i risultati dell'elaborazione delle CPTU eseguite in sito. Tramite l'osservazione diretta dei grafici sotto riportati, quindi, si evidenzia come alcuni strati potenzialmente liquefacibili sono riscontrati:

- tra i 7.5/10m e tra i 13.5/20m di profondità per il ponte "ID040" su SP90 "Eraclea Mare"

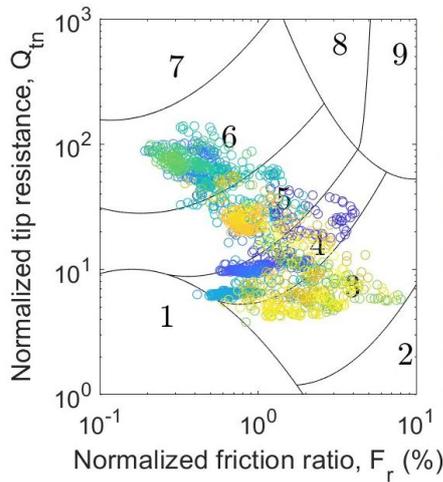


Figura 72 - Classificazione dei terreni da CPTU di Robertson (CPTU01 - SP90)

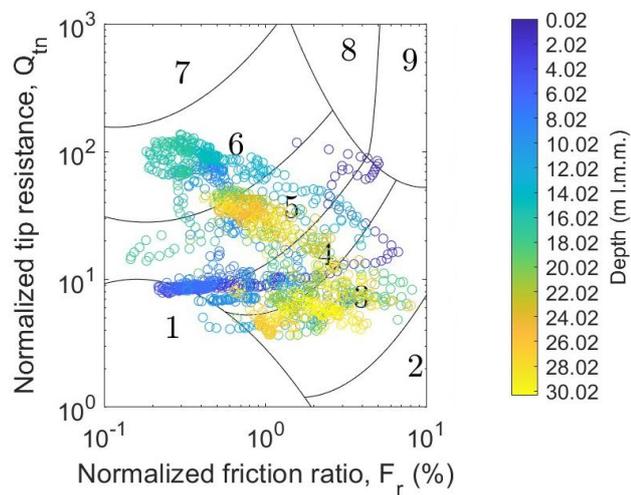


Figura 73 - Classificazione dei terreni da CPTU di Robertson (CPTU02 - SP90)

Dove:

- | | |
|--|---|
| 1. Materiali fini e sensitivi; | 6. Sabbia – da sabbia pulita a limo sabbioso; |
| 2. Argille organiche e torbe; | 7. Ghiaia – da ghiaia sabbiosa a sabbia; |
| 3. Argilla e Argilla mista a limo argilloso; | 8. Sabbia molto rigida con argilla sabbiosa; |
| 4. Limo con Limo argilloso; | 9. Materiale fine molto rigido. |
| 5. Sabbia mista con limo sabbioso; | |

Nei paragrafi seguenti, la resistenza al fenomeno di questi terreni è calcolata mediante approcci semplificati che ne stimano il potenziale di liquefazione in modo affidabile.

9.2.3.7.1. Stima del fattore di sicurezza alla liquefazione

Il potenziale di liquefazione di un deposito viene stimato in modo affidabile calcolando, per ciascuno degli strati investigati, il fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione (*FS*). Tale valore è ottenuto come il rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione *CRR* e la sollecitazione indotta dal terremoto di progetto *CSR*:

$$FS = \frac{CRR}{CSR}$$

con:

CRR = resistenza alla liquefazione del terreno o resistenza ciclica;

CSR = carico indotto dal sisma o rapporto di stress ciclico.

Tale rapporto consente di predire il verificarsi o meno della liquefazione, al variare della profondità z , a seconda che il suo valore sia rispettivamente inferiore o superiore a un valore discriminante, che tenga conto, inoltre, delle incertezze introdotte sia nei parametri utilizzati che nel modello adottato. Tradizionalmente il metodo applicato è quello di Robertson e Wride (1998) dove tale valore è assunto pari a 1 ma, con riferimento alle normative antisismiche quali l'Eurocodice 8 e le NTC2018 prescrivono un valore di FS di 1.25. Pertanto, si ritiene un deposito non suscettibile di liquefazione quando $FS > 1.25$.

9.2.3.7.2. Stima della resistenza a liquefazione

Per quanto riguarda la stima della resistenza a liquefazione da Robertson e Wride (1998), espressa come il rapporto di tensione ciclica (CRR) con riferimento a un evento di magnitudo momento di riferimento $M_w=7.5$, si fa riferimento ai risultati di prove in sito utilizzando un'apposita correlazione empirica funzione della resistenza alla punta misurata (q_c), corretta tenendo conto delle tensioni litostatiche (q_{c1N}) e della eventuale presenza di fini ($q_{c1N,CS}$):

$$CRR_{7.5} = \begin{cases} 0.833 \left(\frac{q_{c1N,CS}}{1000} \right) + 0.05 & \text{per } q_{c1N,CS} < 50 \\ 93 \left(\frac{q_{c1N,CS}}{1000} \right)^3 + 0.08 & \text{per } 50 < q_{c1N,CS} < 160 \end{cases}$$

Dove il valore di q_c viene corretto per tener conto delle tensioni litostatiche come segue:

$$q_{c1N} = \left(\frac{q_c}{P_a} \right) \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n$$

La correzione effettuata per tener conto dell'effetto della presenza di frazione fine sulla resistenza alla liquefazione, invece, è la seguente:

$$q_{c1N,CS} = K_c * q_{c1N}$$

ed è stata operata utilizzando un fattore correttivo:

$$K_c = \begin{cases} -0.403I_c^4 + 5.581I_c^3 - 21.63I_c^2 + 33.75I_c - 17.88 & \text{per } I_c > 1.64 \\ 1 & \text{per } I_c \leq 1.64 \end{cases}$$

È accertato, infatti, che la presenza di materiali fini (limi e argille) inibisce lo sviluppo delle sovrappressioni interstiziali che, durante il sisma, possono portare a liquefazione i terreni.

Robertson (1990) e successivi aggiornamenti, inoltre, ha stimato il valore di I_c , indice che consente di stimare la litologia del terreno sulla base dei valori misurati in sito (resistenza alla punta e rapporto di attrito), come segue:

$$I_c = \sqrt{(\log Q_{tn} - 3.47)^2 + (\log F_r + 1.22)^2}$$

dove:

$$F_r = \left(\frac{f_s}{q_c - \sigma_{v0}} \right) 100 \quad Q_{tn} = \left(\frac{q_c - \sigma_{v0}}{P_a} \right) \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n$$

dove:

P_a = pressione atmosferica (espressa nella stessa unità di misura di σ'_{v0});

Modello documento		RCS	Pagina		102 di 120
Rev.	Data	Oggetto della Revisione	Redatto	Verificato	Approvato
01	31/07/2024	Emissione	SB	GS	GS

σ_{v0} e σ'_{v0} = sono le tensioni litostatiche verticali rispettivamente totali ed efficaci;
 q_c = resistenza alla punta misurato mediante prove in posto (CPT);
 f_s = resistenza laterale per attrito misurato mediante prove in posto (CPT);
 n = esponente che dipende dal tipo di terreno, determinato tramite una procedura iterativa suggerita da Robertson e Wride (1998).

L'esponente n viene calcolato mediante una procedura iterativa che comprende i seguenti passi:

- Inizialmente si assume $n = 1$, se I_c è maggiore di 2.6, il terreno può essere classificato come argilla e pertanto non è considerato suscettibile a liquefazione;
- Se I_c calcolato con $n = 1$ è minore di 2.6, il terreno è di natura granulare e quindi si utilizza un $n = 0.5$. Se il nuovo valore di I_c calcolato è ancora minore di 2.6, il terreno è classificato come non plastico granulare e viene usato per il calcolo della resistenza a liquefazione;
- Se invece il nuovo I_c calcolato è maggiore di 2.6, il terreno è probabilmente molto limoso e forse plastico. In tal caso, bisogna ripetere il calcolo utilizzando un esponente intermedio, ovvero con $n = 0.7$.

Si ricorda che devono essere esclusi dall'analisi:

- Gli strati di terreno ubicati al di sopra della falda (non suscettibili di liquefazione da un punto di vista fisico);
- I terreni per i quali il valore calcolato dell'indice I_c alla fine della procedura iterativa risulti maggiore di 2.6 (i terreni non sono suscettibili di liquefazione da un punto di vista litologico);
- I terreni per i quali il valore di resistenza normalizzato $q_{c1N,GS}$ risulti maggiore di 160 (i terreni non sono suscettibili di liquefazione da un punto di vista meccanico).

9.2.3.7.3. Stima della domanda sismica

Per quanto riguarda la definizione della domanda sismica, è stata adottata la formulazione proposta da Seed e Idriss (1971) in termini di rapporto di tensione ciclica (CSR) nella sua versione normalizzata rispetto a un evento sismico di magnitudo 7.5 e rispetto alle tensioni litostatiche, per renderla confrontabile con la resistenza calcolata nel paragrafo precedente. La sollecitazione indotta dal sisma, quindi, è stimata attraverso la conoscenza dell'accelerazione massima attesa alla profondità di interesse come di seguito riportato:

$$CSR_{7.5} = \frac{0.65 \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \left(\frac{a_{max}}{g} \right) r_d}{MSF K_\sigma}$$

dove:

a_{max} = accelerazione massima orizzontale attesa al suolo, corrispondente all'evento sismico atteso;
 g = accelerazione di gravità;
 σ_{v0} e σ'_{v0} = sono le tensioni litostatiche verticali rispettivamente totali ed efficaci;
 r_d = fattore di riduzione con la profondità;

Modello documento		RCS	Pagina		103 di 120
Rev.	Data	Oggetto della Revisione	Redatto	Verificato	Approvato
01	31/07/2024	Emissione	SB	GS	GS

MSF = fattore di scala per la magnitudo;

K_σ = fattore di correzione rispetto alle tensioni litostatiche.

Il fattore di riduzione con la profondità della tensione di taglio massima indotta dal terremoto atteso (r_d) è stato calcolato, come proposto da Liao e Whitman (1986), nel modo seguente:

$$r_d = 1 - 0.00765 \quad \text{per } z \leq 9.15m$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267z \quad \text{per } 9.15m < z \leq 23$$

Il fattore di scala della magnitudo (MSF), che consente di riferire la domanda sismica ad eventi di magnitudo momento $M_w = 7.5$, è stato determinato in base alla raccomandazione di Youd et al. (2001) come:

$$MSF = \begin{cases} \frac{10^{2.24}}{M_w^{2.56}} + \left(\frac{M_w}{7.5}\right)^{-3.3} & \text{per } M_w \leq 7.5 \\ \frac{10^{2.24}}{M_w^{2.56}} & \text{per } M_w > 7.5 \end{cases}$$

Oppure secondo Idriss e Boulanger (2008):

$$MSF = 6.9 e^{\frac{-M_w}{4} - 0.058} \leq 1.8$$

Il fattore di correzione K_σ , utilizzato per rendere indipendente la domanda sismica dell'effetto delle tensioni litostatiche, è stato calcolato utilizzando l'equazione proposta da Hynes e Olsen (1999) secondo cui esso può essere espresso in funzione della densità relativa:

$$r_d = \begin{cases} 1 & \text{per } \frac{\sigma'_{v0}}{P_a} \leq 1 \\ \left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a}\right)^{f-1} & \text{per } \frac{\sigma'_{v0}}{P_a} > 1 \end{cases}$$

con:

$$f = \begin{matrix} 1 & \text{per } D_r < 40\% & 0.65 & \text{per } 60 \leq D_r < 80\% \\ 0.75 & \text{per } 40 \leq D_r < 60\% & 0.60 & \text{per } D_r \geq 80\% \end{matrix}$$

dove se la densità relativa (D_r) non è disponibile, è stata ricavata in funzione del valore della resistenza alla punta mediante la correlazione proposta da Jamiolkowki et al (1985):

$$D_r = -98 + 66 \log \frac{10q_c}{\sqrt{10\sigma'_{v0}}} \quad \text{con } q_c \text{ in kg/cm}^2$$

mentre il parametro f è stato stimato mediante interpolazione a partire dalle curve di letteratura proposte da Youd et al. (2001).

9.2.3.7.4. Determinazione dell'indice di potenziale liquefazione (LPI)

L'indice di potenziale liquefazione (LPI) è stato introdotto da Iwasaki et al. (1982) allo scopo di fornire una misura integrale degli effetti della liquefazione per una singola verticale (per i quali sono disponibili al variare della profondità z i valori del fattore di sicurezza FS) e può essere così calcolato:

$$LPI = \int_{z_{crit}}^0 F(z)W(z)dz$$

dove z_{crit} è la profondità critica entro la quale si ritengono significativi gli effetti della liquefazione (20m) e $W(z)$ è una funzione di pesi, linearmente decrescente con la profondità, che tiene conto della profondità dello strato liquefacibile, attribuendo peso maggiore agli strati più superficiali ed è data:

$$W(z) = 10 - 0.5z$$

La funzione $F(z)$ esprime il potenziale di liquefazione per ciascuno strato e viene calcolata in funzione del fattore di sicurezza. Considerato che il valore discriminante assunto è maggiore di 1, è stato necessario modificare la forma della funzione di $F(z)$ con quella proposta da Sommez (2003); quindi:

$$\begin{cases} 0 & \text{per } FS > 1.4 \\ 2 * 10^{-6} e^{-18.427FS} & \text{per } 0.95 < FS \leq 1.4 \\ 1 - FS & \text{per } FS \geq 0.95 \end{cases}$$

Una volta calcolato il valore dell'indice del potenziale di liquefazione per la verticale considerata, è possibile associare al sito corrispondente una classe di pericolosità, secondo la classificazione proposta da Sommez (2003), riportata nella tabella seguente.

LPI	Potenziale di liquefazione
0	Nulla
$0 < LPI \leq 2$	Basso
$2 < LPI \leq 5$	Moderato
$5 < LPI \leq 15$	Alto
$LPI > 15$	Molto alto

9.2.3.7.5. Scelta dei parametri

Il potenziale di liquefazione è stato calcolato implementando il procedimento sopra descritto in un foglio Excel, a partire dalle risultanze delle prove CPTU condotte nell'anno 2023 dalla ditta Uningeo – Geological and Geotechnical Services di Padova (PD) nei siti di interesse. In particolare, l'elaborazione dei dati è stata eseguita al passo strumentale e discretizzando, successivamente, il terreno ogni metro di profondità, a partire dal punto di esecuzione della prova.

Come descritto nei paragrafi precedenti, l'elaborazione ha seguito una procedura iterativa ponendo in prima battuta n pari a 1, che diventa n pari a 0.5 o 0.7, secondo il seguente schema:

- $n = 1$ e $I_c > 2.60 \rightarrow$ Terreno argilloso non suscettibile di liquefazione quindi $n = 1$;
- $n = 1$ e $I_c < 2.60 \rightarrow$ Terreno granulare suscettibile di liquefazione quindi $n = 0.5$;
- $n = 0.5$ e $I_c < 2.60 \rightarrow$ Terreno granulare suscettibile di liquefazione quindi $n = 0.5$;
- $n = 0.5$ e $I_c > 2.60 \rightarrow$ Terreno limoso suscettibile di liquefazione quindi $n = 0.7$.

Noto il valore di $n_{effettivo}$, è possibile calcolare i valori di I_c , q_{c1N} effettivi, utili a definire i parametri di sollecitazione e resistenza alla liquefazione del terreno.

Ancora, il territorio comunale di Eraclea (VE) ricade, dal punto di vista amministrativo ed ai sensi del nuovo DGRV n. 244/2021, in zona sismica 3, con accelerazione massima attesa, in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido e probabilità di eccedenza P_{Vr} pari al 10% in 50 anni, compresa tra 0.075g e 0.100g, come riportato nell'immagine seguente. Pertanto, l'elaborazione è stata eseguita a favore di sicurezza assumendo una $\frac{a_{max}}{g}$ di 0.100, corrispondente al limite massimo di accelerazione massima attesa nel territorio di interesse.

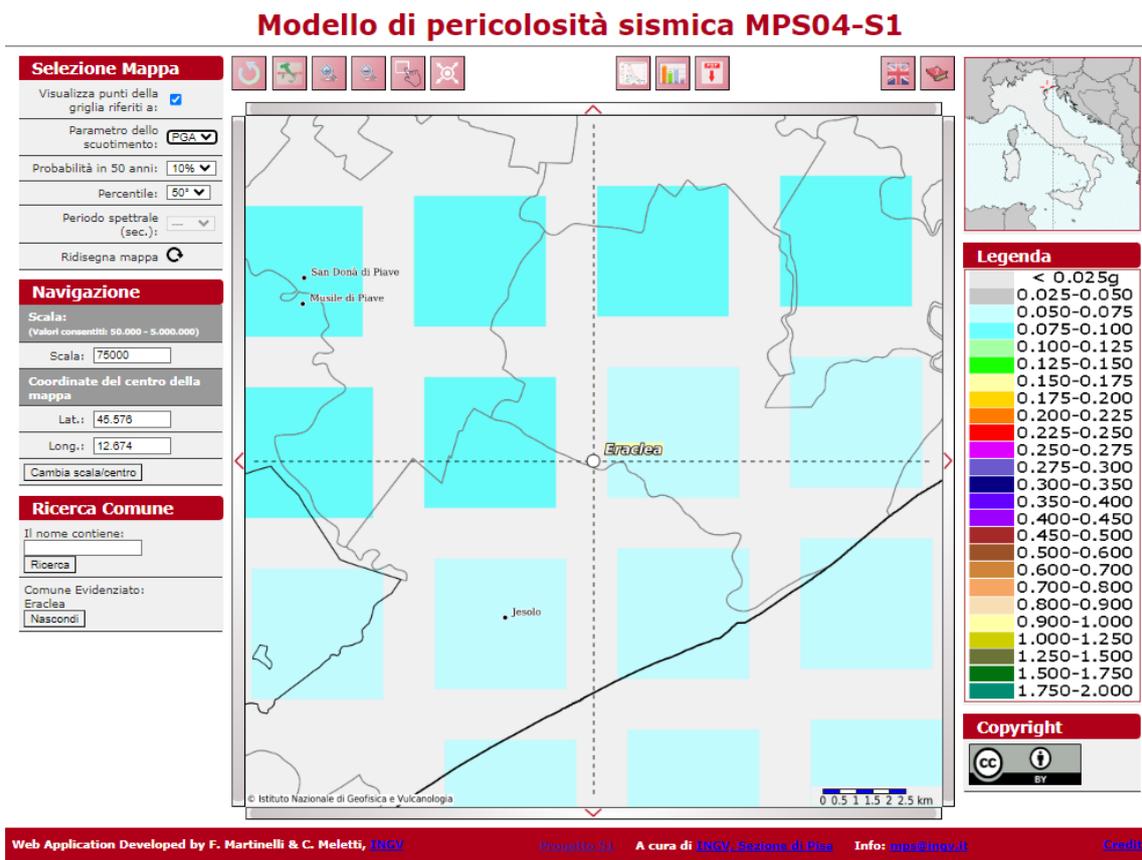


Figura 74 - Mappa di pericolosità sismica (INGV) - <http://esse1-gis.mi.ingv.it/>

In termini di magnitudo M_w , invece, è stato assunto un valore pari a 5, valore corrispondente al limite massimo di magnitudo ricavata dall'analisi storica dei terremoti avvenuti nella zona costiera veneta dall'anno 1000 al 2020. Le informazioni reperite fanno riferimento ad un database dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (Rovida A., Locati M., Camassi R., Lolli, B., Gasperini P., Antonucci A. 2022. *Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani (CPTI15), versione 4.0. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), <https://doi.org/10.13127/CPTI/CPTI15.4>*).

Successivamente si riporta la mappa indicante l'area di epicentro del terremoto e il corrispondente intervallo di magnitudo momento per evento sismico. Insieme agli eventi con epicentro in Veneto, talvolta sono stati inclusi anche quei terremoti non lontani dai confini regionali.

Si specifica che con magnitudo momento si misurano le dimensioni dei terremoti in termini di energia liberata.

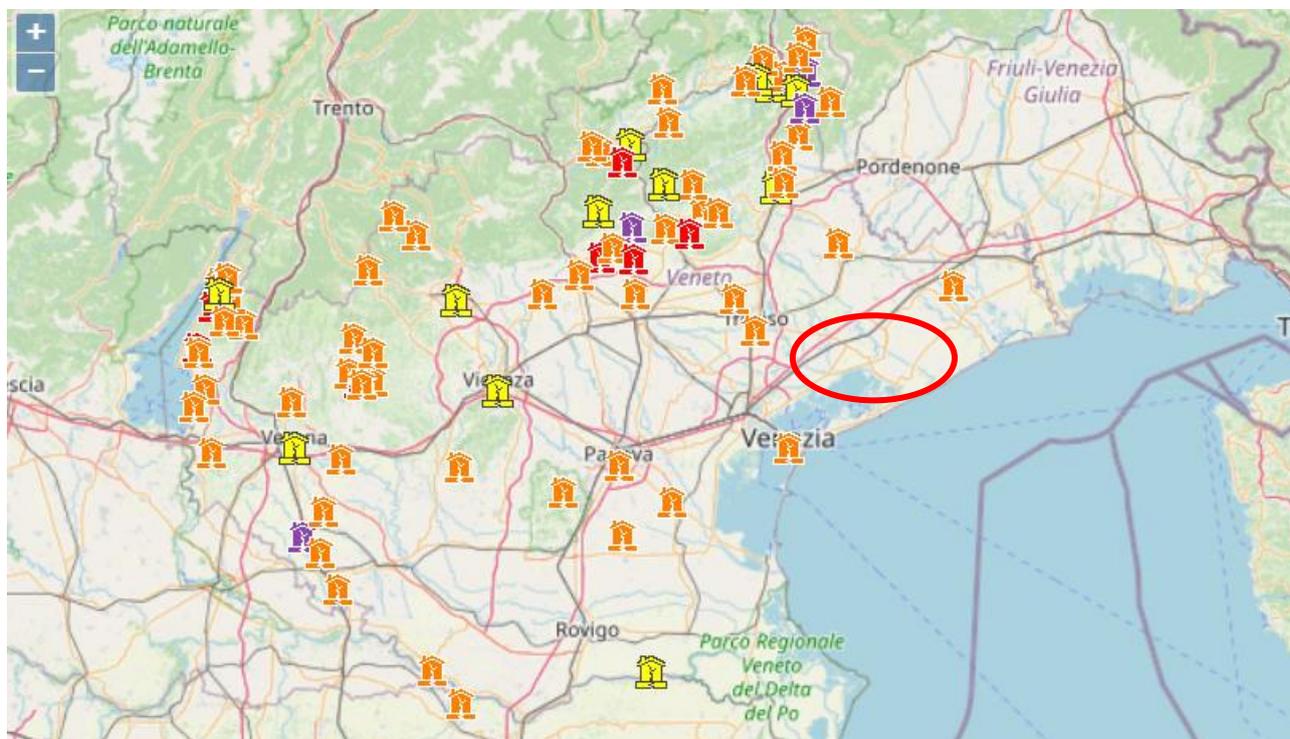


Figura 75 - Mappa dei terremoti con epicentro in Veneto da INGV e identificazione dell'area di interesse

Dove le icone indicano:

- Bianca: $M < 2$
- Verde: $2 \leq M < 3$
- Gialla: $3 \leq M < 4$
- Arancione: $4 \leq M < 5$
- Rossa: $5 \leq M < 6$
- Viola: $6 \leq M < 7$
- Nera: $M \geq 7$

9.2.3.7.6. Risultati dell'elaborazione

L'elaborazione ha prodotto i seguenti risultati:

- Ponte "ID040" su SP90 "Eraclea Mare"

Profondità	Tensione Totale	Tensione Efficace	Pressione Neutra	n_effettivo	CRR _{7,5}	CSR _{7,5}	FS		LPI	
<i>m</i>	<i>kN/m²</i>	<i>kN/m²</i>	<i>kN/m²</i>	-	-	-	-		-	
2,00	37,71	37,71	0,00	0,50	0,12	0,06	6,36	Rischio di liquefazione nullo	0,00	NULLO
3,00	54,73	54,73	0,00	0,7	0,11	0,06	5,95	Rischio di liquefazione nullo		
4,00	70,73	65,82	4,91	1,00	0,10	0,07	5,03	Rischio di liquefazione nullo		
5,00	86,25	71,53	14,72	1,00	0,09	0,08	4,11	Rischio di liquefazione nullo		
6,00	101,30	76,77	24,53	1,00	0,09	0,08	3,66	Rischio di liquefazione nullo		
7,00	116,65	82,31	34,34	1,00	0,09	0,09	3,50	Rischio di liquefazione nullo		
8,00	133,31	89,16	44,15	0,50	0,18	0,09	6,64	Rischio di liquefazione nullo		
9,00	151,27	97,32	53,96	0,50	0,12	0,09	4,13	Rischio di liquefazione nullo		
10,00	168,60	104,83	63,77	0,50	0,09	0,09	3,21	Rischio di liquefazione nullo		
11,00	183,70	110,13	73,58	1,00	0,09	0,10	3,07	Rischio di liquefazione nullo		
12,00	198,68	115,29	83,39	1,00	0,09	0,10	3,03	Rischio di liquefazione nullo		
13,00	214,06	120,86	93,20	1,00	0,09	0,10	3,19	Rischio di liquefazione nullo		
14,00	231,26	128,26	103,01	0,50	0,13	0,09	4,17	Rischio di liquefazione nullo		
15,00	249,20	136,39	112,82	0,50	0,18	0,09	5,94	Rischio di liquefazione nullo		
16,00	268,40	145,78	122,63	0,50	0,19	0,09	6,13	Rischio di liquefazione nullo		
17,00	286,84	154,40	132,44	0,50	0,22	0,09	7,14	Rischio di liquefazione nullo		
18,00	305,40	163,15	142,25	0,50	0,19	0,08	6,17	Rischio di liquefazione nullo		
19,00	323,89	171,84	152,06	0,50	0,43	0,08	14,36	Rischio di liquefazione nullo		
20,00	342,38	180,52	161,87	1,00	0,12	0,08	4,95	Rischio di liquefazione nullo		
21,00	359,89	188,22	171,68	1,00	0,13	0,08	5,51	Rischio di liquefazione nullo		
22,00	377,26	195,77	181,49	0,50	0,11	0,07	4,79	Rischio di liquefazione nullo		
23,00	395,92	204,62	191,30	1,00	0,17	0,07	7,93	Rischio di liquefazione nullo		
24,00	413,07	211,97	201,11	1,00	0,10	0,07	4,86	Rischio di liquefazione nullo		
25,00	431,42	220,50	210,92	0,50	0,12	0,07	4,62	Rischio di liquefazione nullo		
26,00	449,85	229,12	220,73	0,50	0,11	0,07	4,18	Rischio di liquefazione nullo		
27,00	468,02	237,49	230,54	0,50	0,11	0,07	4,24	Rischio di liquefazione nullo		
28,00	486,29	245,95	240,35	1,00	0,09	0,07	4,15	Rischio di liquefazione nullo		
29,00	502,91	252,75	250,16	1,00	0,10	0,07	4,39	Rischio di liquefazione nullo		
30,00	520,77	260,81	259,97	0,50	0,12	0,07	5,32	Rischio di liquefazione nullo		

Figura 76 - Elaborazione potenziale di liquefazione_ponte su SP90 da CPTU01

Profondità	Tensione Totale	Tensione Efficace	Pressione Neutra	n_effettivo	CRR _{7,5}	CSR _{7,5}	FS		LPI	
<i>m</i>	<i>kN/m²</i>	<i>kN/m²</i>	<i>kN/m²</i>	-	-	-	-		-	
2,00	35,58	35,58	0,00	1,00	0,09	0,06	4,76	Rischio di liquefazione nullo	0,00	NULLO
3,00	49,57	44,67	4,91	0,7	0,08	0,07	4,00	Rischio di liquefazione nullo		
4,00	63,32	48,60	14,72	0,7	0,08	0,08	3,39	Rischio di liquefazione nullo		
5,00	77,10	52,58	24,53	0,7	0,08	0,09	3,09	Rischio di liquefazione nullo		
6,00	91,06	56,72	34,34	0,7	0,08	0,09	2,93	Rischio di liquefazione nullo		
7,00	105,28	61,13	44,15	0,50	0,08	0,10	2,63	Rischio di liquefazione nullo		
8,00	121,07	67,11	53,96	0,50	0,19	0,10	6,09	Rischio di liquefazione nullo		
9,00	138,76	74,99	63,77	0,50	0,10	0,11	3,09	Rischio di liquefazione nullo		
10,00	154,45	80,87	73,58	1,00	0,09	0,11	2,75	Rischio di liquefazione nullo		
11,00	170,38	86,99	83,39	1,00	0,14	0,11	4,30	Rischio di liquefazione nullo		
12,00	186,56	93,36	93,20	0,50	0,16	0,10	5,25	Rischio di liquefazione nullo		
13,00	205,71	102,71	103,01	0,50	0,23	0,10	7,66	Rischio di liquefazione nullo		
14,00	224,64	111,82	112,82	0,50	0,38	0,10	12,34	Rischio di liquefazione nullo		
15,00	243,53	120,91	122,63	0,50	0,72	0,09	23,41	Rischio di liquefazione nullo		
16,00	261,84	129,41	132,44	0,50	0,35	0,09	11,46	Rischio di liquefazione nullo		
17,00	280,55	138,30	142,25	0,50	0,25	0,09	8,40	Rischio di liquefazione nullo		
18,00	297,56	145,51	152,06	1,00	0,10	0,09	3,79	Rischio di liquefazione nullo		
19,00	315,48	153,62	161,87	1,00	0,10	0,08	3,89	Rischio di liquefazione nullo		
20,00	332,90	161,23	171,68	0,50	0,15	0,08	5,47	Rischio di liquefazione nullo		
21,00	351,01	169,53	181,49	1,00	0,10	0,08	4,49	Rischio di liquefazione nullo		
22,00	368,34	177,05	191,30	1,00	0,14	0,07	6,34	Rischio di liquefazione nullo		
23,00	387,12	186,02	201,11	0,50	0,21	0,07	8,42	Rischio di liquefazione nullo		
24,00	405,97	195,05	210,92	0,50	0,12	0,07	4,92	Rischio di liquefazione nullo		
25,00	424,71	203,98	220,73	0,50	0,14	0,07	5,72	Rischio di liquefazione nullo		
26,00	442,79	212,26	230,54	1,00	0,12	0,07	5,76	Rischio di liquefazione nullo		
27,00	459,09	218,75	240,35	1,00	0,11	0,07	5,37	Rischio di liquefazione nullo		
28,00	477,28	227,13	250,16	0,50	0,16	0,07	6,28	Rischio di liquefazione nullo		
29,00	496,03	236,06	259,97	1,00	0,13	0,07	6,06	Rischio di liquefazione nullo		
30,00	513,36	243,59	269,78	1,00	0,11	0,07	5,10	Rischio di liquefazione nullo		

Figura 77 - Elaborazione potenziale di liquefazione_ponte su SP90 da CPTU02

Pertanto, i terreni oggetti di studio si possono definire non suscettibili di liquefazione con un LPI pari a 0.

9.2.3.7.7. *Giudizio motivato degli interventi*

Analizzando i risultati ottenuti, in termini di capacità portante, cedimento e verifica a liquefazione, non si ritiene necessario l'intervento in fondazione, in quanto non sussistono le condizioni esplicitate dalla normativa vigente.

In particolare, non sono presenti dissesti attribuibili a cedimenti delle fondazioni e questi non si sono prodotti nel passato; ancora, non sussistono fenomeni di ribaltamento e/o scorrimento della costruzione per effetto di modifiche morfologiche apportate al profilo del terreno o delle azioni sismiche, similmente non sussistono fenomeni di instabilità globale. Infine, non sono possibili fenomeni di liquefazione del terreno di fondazione per opera delle azioni sismiche di progetto.

Nei paragrafi precedenti, infatti, si è dimostrato, con le opportune verifiche di sicurezza, come la capacità portante dei pali in opera sia in grado di sopportare la nuova azione esercitata dalla struttura in elevazione, sia in termini di azione verticale che di azione orizzontale. Inoltre, è stata condotta la verifica a liquefazione, con metodi accreditati dalla comunità scientifica, dove è stato determinato il potenziale di liquefazione del sito in oggetto quindi confermato la loro stabilità al fenomeno.

Modello documento	RCS	Pagina	109 di 120	
Rev.	Data	Redatto	Verificato	Approvato
01	31/07/2024	SB	GS	GS
	Oggetto della Revisione			
	Emissione			

9.3. Condizione di ponte operativo

Si è potuto verificare, che l’impalcato è verificato agli Stati Limite Ultimi secondo le NTC2018 e di conseguenza si rispetta la verifica di Adeguatezza come definita dalle Linee Guida del MIT.

In tali verifiche non si è tenuto conto della probabile riduzione d sezione delle barre d’armatura e delle incertezze correlate alla posa delle armature stesse e alla vetustà dell’opera: pertanto visto l’esiguo margine di sicurezza nei confronti delle verifiche SLU (fattore di sicurezza 1.05), si procede alla verifica per garantire il livello di Operatività con un orizzonte temporale di 30 anni.

Le combinazioni di carico considerate sono riportate al paragrafo 8.3 “Combinazioni di carico”, e si procederà a verificare la sezione che in condizioni di Adeguatezza ha presentato il fattore di sicurezza più basso ossia la sezione di mezzeria, le rimanenti sezioni essendo verificate con ampio margine in condizioni di adeguatezza, saranno a maggior ragione verificate in condizioni di Operatività.

9.3.1. Sezione in mezzeria

La trave in corrispondenza della mezzeria presenta un forte stato di degrado, pertanto per la verifica si considera una riduzione della sezione delle armature di confinamento.

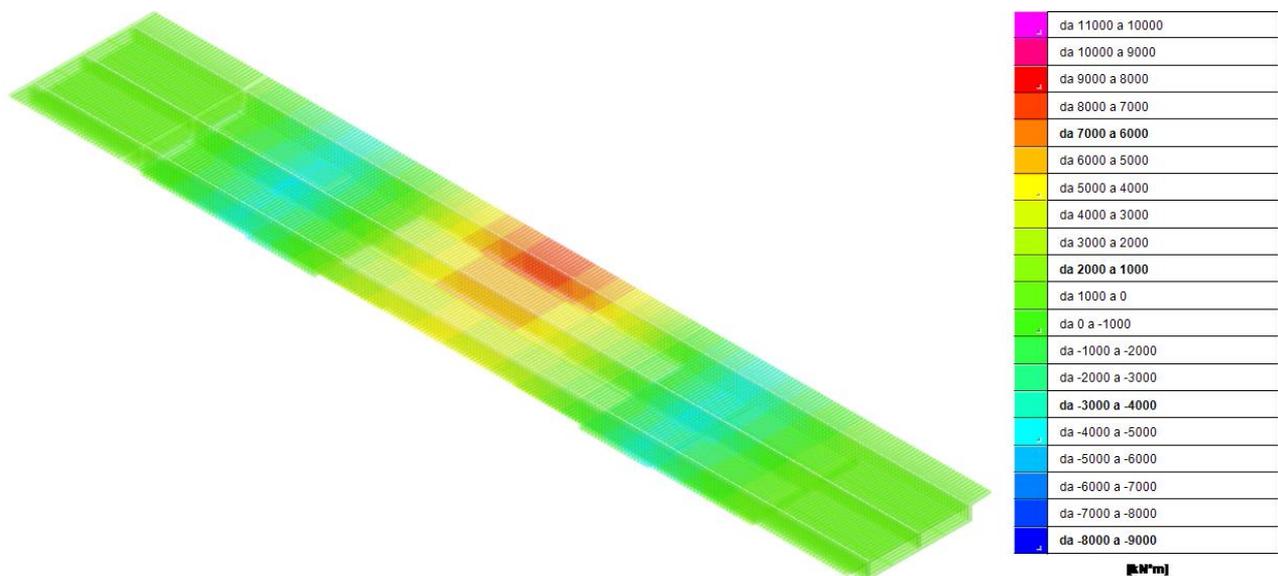


Figura 78: Momento M3 massimo (SLU)

Si riportano in forma tabellare le sollecitazioni massime in combinazione S.L.U. (iniluppo) agenti sulle aste più sollecitate:

Asta	Cont.	Pos.	Soll.traslazionale			Soll.rotazionale		
			F1	F2	F3	M1	M2	M3
742	SLU 05	31	-8931.87	1781.64	162.11	-0.9684	685.6657	-7988.4438
656	SLU 05	1	-150.56	-1325.18	-131.74	4.3285	669.965	-7988.3316
615	SLU 05	1	-8934.25	-1765.62	-174.35	0.5748	678.5752	-7897.2538
614	SLU 05	31	-146.62	1330.3	118.83	35.8776	673.489	-7897.0403
657	SLU 05	1	-150.56	-1306.67	-130.17	4.3291	638.7709	-7658.9297

9.3.1.1. Verifica SLU: flessione

Si procede alla verifica a flessione della sezione in mezzera dell'impalcato.

Titolo: SEZIONE C - Mezzera Campata Centrale

N° Vertici: 9 **N° barre:** 6

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	-20	112	1	42,41	0	5,5
2	-20	0	2	42,41	0	11,5
3	20	0	3	42,41	0	17,5
4	20	112	4	42,41	0	23,5
5	70	123	5	42,41	0	29,5
6	70	140	6	21,21	0	34,5

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

Materiali: Acciaio, Cls trav

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

Tipo flessione: Retta

Calcola MRd: 8.595 kNm

Coefficiente di sicurezza: 1.08

Il coefficiente di sicurezza minimo è pari a $C.S. = M_{rd}/M_{sd} = 8595/7988.5 = 1.08 > 1.00$; pertanto la verifica a flessione dell'elemento strutturale è soddisfatta considerando una riduzione del 20% sull'armatura di bordo.

10. INTERVENTI PREVISTI

Al fine di garantire la sicurezza strutturale in condizioni statiche dell'opera sono previste le seguenti lavorazioni:

1. Ripristino superficiale degli elementi in calcestruzzo armato degradati (spalle, pile, travi, selle Gerber, traversi, sbalzi, solette e cordoli);
2. Consolidamento del terreno a tergo della spalla;
3. Rifacimento della pavimentazione stradale con impermeabilizzazione della soletta;
4. Sostituzione dei giunti in corrispondenza delle selle Gerber e delle spalle con giunti di sottopavimentazione;
5. Realizzazione di un nuovo sistema di regimentazione delle acque piovane;
6. Spostamento del palo di illuminazione per garantire la deformazione della barriera stradale;
7. Realizzazione delle connessioni tra barriere stradali.

10.1. Ripristino superficiale degli elementi in calcestruzzo armato degradati

Gli interventi di ripristino delle parti in calcestruzzo armato ammalorato, si possono distinguere in due tipologie in funzione della gravità del degrado presente:

- PULITURA (Zone poco ammalorate)

Tale intervento prevede le seguenti fasi:

1. Idrolavaggio a media pressione (>250 bar);
2. Applicazione di malta bicomponente polimero modificata con resine acriliche per la protezione ed impermeabilizzazione.

- RIPRISTINO CORTICALE

Tale intervento prevede le seguenti fasi:

1. Asportazione del calcestruzzo ammalorato tramite scalpellatura;
2. Soffiatura con aria compressa;
3. Spazzolatura meccanica o sabbiatura dei ferri d'armatura;
4. Predisposizione di eventuale armatura aggiuntiva garantendo un copriferro minimo di 30mm;
5. Passivazione dei ferri d'armatura;
6. Preparazione di una superficie di supporto macroscopicamente ruvida e saturazione con acqua in pressione;
7. Applicazione di malta cementizia tixotropica tramite macchine spruzzatrici o manualmente per uno spessore fino a 50mm;
8. Finitura superficiale a frattazzo.

Modello documento	RCS	Pagina	112 di 120
Rev.	Data	Oggetto della Revisione	Redatto Verificato Approvato
01	31/07/2024	Emissione	SB GS GS

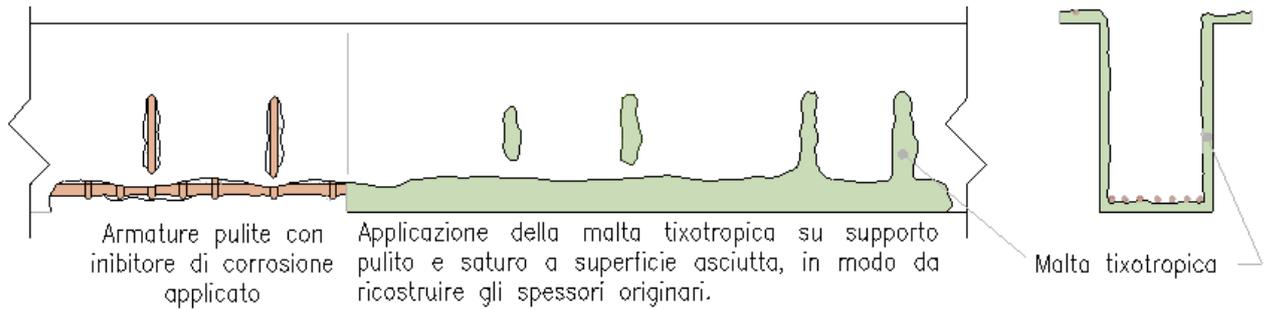


Figura 79 – Ripristini corticali calcestruzzo

10.2. Consolidamento del terreno a ridosso della spalla

La posa del geotessuto fra il terreno compattato, permette di ottenere un composito geotessile-terreno, in cui il geotessile agisce come elemento di rinforzo per evitare l'erosione del terreno a tergo della spalla.

10.3. Rifacimento della pavimentazione stradale

La pavimentazione stradale prevede fessurazioni diffuse pertanto si ne prevede il rifacimento mediante:

- Rimozione della pavimentazione esistente;
- Posa in opera di impermeabilizzazione a spruzzo con prodotto elastomerico poliuretano bicomponente;
- Stesa dello strato di binder di min. 7 cm;
- Stesa dello strato di usura, tipo SMA, per un min. di 4 cm;
- Ripristino della segnaletica orizzontale.

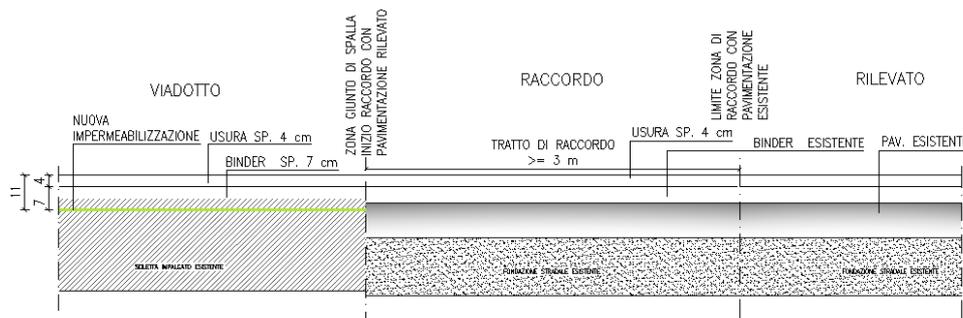


Figura 80 – Rifacimento pavimentazione stradale

All'estradosso dell'impalcato non si prevede la sostituzione della barriera stradale essendo H2 W5 bordo ponte però si prevede una prova di accettazione mediante l'esecuzione di prove di spinta su montanti della stessa tipologia di barriera presente.

10.4. Sostituzione dei giunti a tampone

Sono presenti 4 giunti di sottopavimentazione in corrispondenza delle spalle e delle selle Gerber, sostituiti apparentemente 13 anni fa, ma visto lo stato di degrado del ponte e la percolazione d'acqua all'intradosso dell'impalcato, se ne prevede la sostituzione.

Le fasi d'intervento sono:

- Taglio e demolizione del manto stradale in corrispondenza del giunto esistente;
- Rimozione del calcestruzzo ammalorato e pulizia delle polveri;
- Eventuale ripristino delle testate di soletta con betoncino reoplativo;
- Sigillatura ed impermeabilizzazione del giunto con applicazione della scossalina;
- Posizionamento dei moduli previo allettamento con stucco epossidico;
- Realizzazione di un'impermeabilizzazione della sede del giunto con stesura di miscela polimero bituminosa;
- Riempimento del varco con impasto composto da bitume modificato e pietrisco basaltico;
- Finitura del giunto con stesa a caldo di bitume modificato.

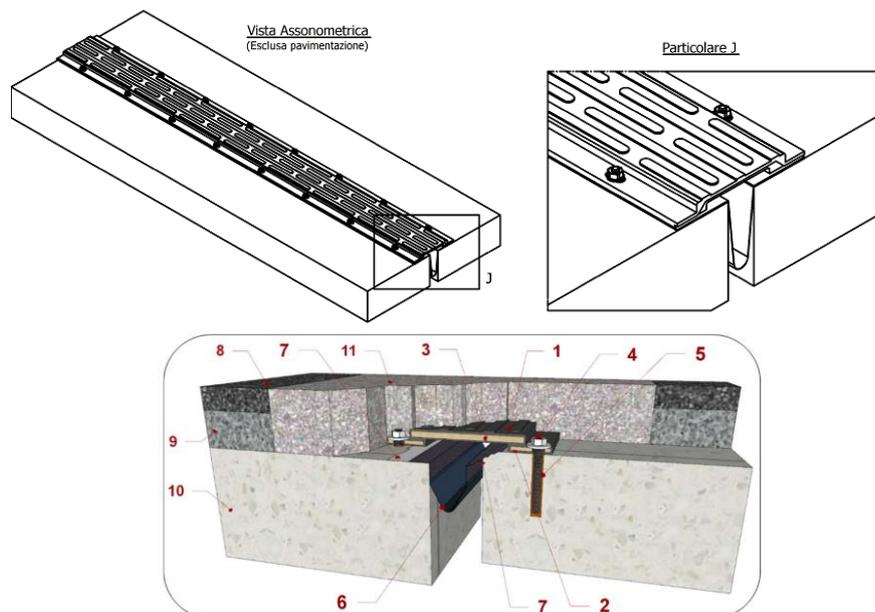


Figura 81 – Sostituzione dei giunti

Per garantire un corretto deflusso delle acque, nei cordoli ed in corrispondenza dei giunti, si prevede un coprivarco mediante:

- Bocciardatura superficiale della superficie;
- Posizionamento della scossalina previo allettamento con stucco epossidico;
- Posizionamento della lamiera coprivarco fissata alla struttura con idonei tasselli di ancoraggio.

Modello documento	RCS	Pagina	114 di 120
Rev. 01	31/07/2024	Emissione	
Redatto	Verificato	Approvato	
SB	GS	GS	

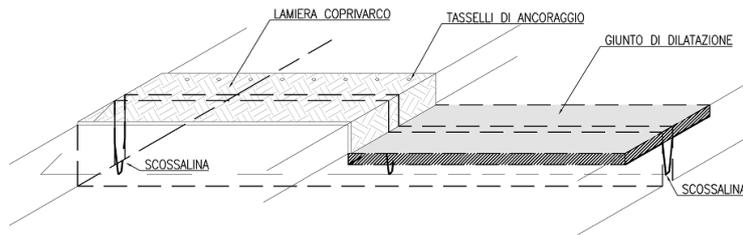


Figura 82 – Coprivarco

10.5. Nuovo sistema di regimentazione delle acque piovane

Il sistema di smaltimento acque risulta caratterizzato da scarichi corti ed alcuni risultano intasati; per questo motivo si riscontrano la maggior parte dei problemi descritti in precedenza e si prescrive il rifacimento del sistema di smaltimento delle acque.

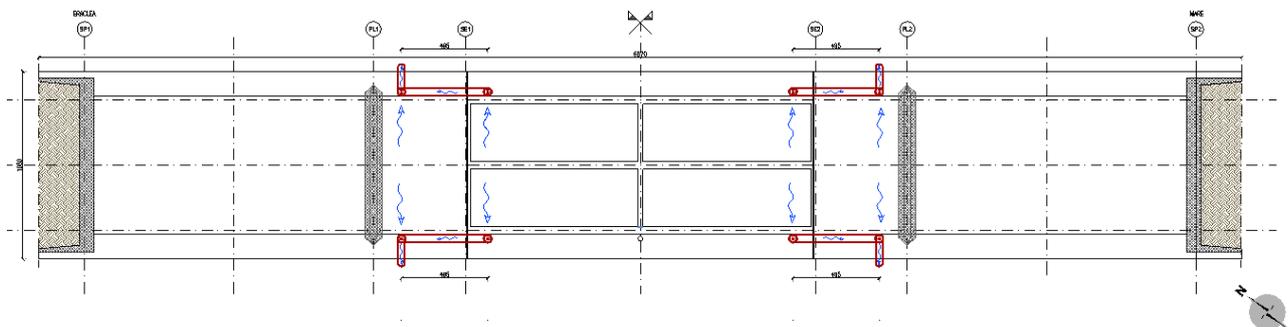


Figura 83 – Pianta scarichi acqua di piattaforma

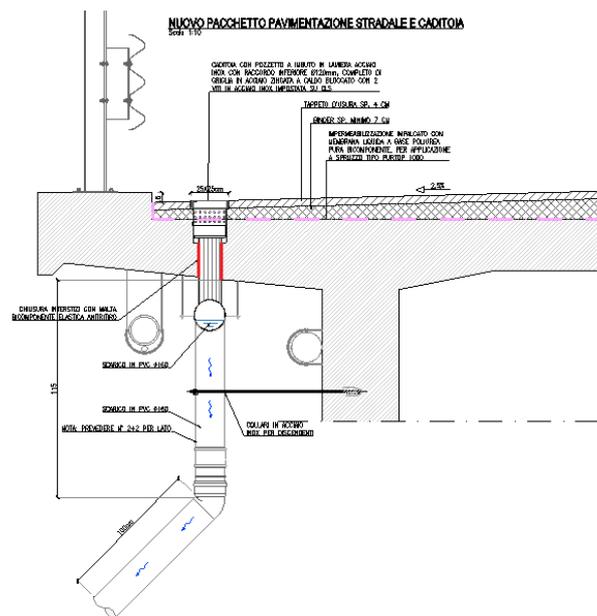


Figura 84 – Dettaglio pluviali

10.6. Spostamento del palo di illuminazione

Il palo di illuminazione è posizionato ad una distanza inferiore al metro dalla barriera bordo ponte (spazio minimo di deformazione dinamica 1.08m). Pertanto, al fine di evitare interferenze con i guard-rail posti a protezione del margine stradale, si prevede lo spostamento del corpo illuminante mediante staffa metallica ancorata all'impalcato in calcestruzzo.

10.7. Realizzazione collegamento tra barriere stradali

Quando avviene il passaggio tra diverse tipologie di barriere occorre garantire la continuità delle prestazioni di sicurezza attraverso opportuni elementi di transizione che consentono la connessione tra le barriere adiacenti. Come si evince dalla foto seguente, l'opera non presenta un sistema di transizione adeguato delle barriere da bordo ponte a bordo laterale; pertanto, si ritiene indispensabile sostituire le barriere della cuspid, raccordandole alle barriere esistenti.

L'intervento si ritiene necessario per proteggere i veicoli che provengono da Eraclea Mare e dev'essere eseguito su entrambi i lati del ponte che presentano cuspidi non opportunamente raccordate.



Figura 85 – Assenza raccordo barriere stradali in corrispondenza Spalla 1



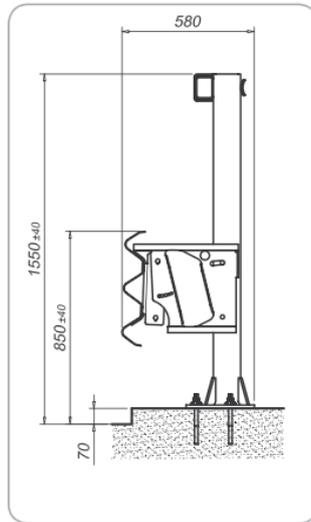
Figura 86 – Assenza raccordo barriere stradali in corrispondenza Spalla 2

Nella corsia direzione Eraclea Mare invece le transizioni sono già state eseguite correttamente, salvo per quel che riguarda la bandella superiore: se ne suggerisce pertanto la giunzione con il montante della barriera stradale H2BL.



Figura 87 – Assenza raccordo della bandella superiore della barriera stradale H2BP con il montante della barriera H2BL (corsia direzione Eraclea Mare)

BARRIERA DI SICUREZZA SINGOLA SU PONTE H2-W5-B (3n24335)



Prestazioni	
Livello di contenimento	H2
Indice di severità accelerazione "ASI"	B
Larghezza di lavoro	W5 (1,65m)
Intrusione del veicolo	-
Deflessione dinamica	1,08 m

Caratteristiche	
Altezza da filo pavimentazione	1550 mm / 850 mm
Dimensioni complessive trasversali	580 mm
Interasse tra i pali	2250 mm
Lunghezza minima suggerita	81 m

Figura 88 – Scheda tecnica barriera bordo ponte - Fracasso

Per lo sviluppo progettuale della transizione, può essere presa in considerazione la normativa prEN 1317-4, in versione DRAFT, la quale fornisce delle indicazioni sui requisiti, di carattere geometrico e funzionale, ai quali le barriere devono rispondere:

- *La lunghezza della transizione dovrà essere almeno pari a 12,5 volte la differenza tra le deformazioni dinamiche delle due barriere accoppiate. Nel caso di barriere di classe diversa la lunghezza è definita come 12,5 volte la differenza tra la deflessione dinamica della barriera di classe inferiore e la deflessione dinamica della barriera di classe superiore preventivamente convertita in una "deflessione equivalente" della classe inferiore per mezzo dei coefficienti di tab 8-3.*
- *La rigidità all'interno di qualunque tipo di transizione dovrà variare gradualmente da quella del sistema meno rigido a quella del più rigido;*
- *Il collegamento tra gli elementi longitudinali "resistenti" delle due barriere deve essere fatto per mezzo di elementi di raccordo inclinati sul piano verticale di non più del 8% e non più di 5° sul piano orizzontale. Si considerano elementi longitudinali "resistenti": la lama principale a tripla onda, l'eventuale lama secondaria sottostante o soprastante la lama principale, ed i profilati aventi funzione strutturale. Non sono considerati elementi strutturali "resistenti" i correnti superiori con esclusiva funzione di antiribaltamento (arretrato in modo sostanziale rispetto alla lama sottostante) ed i correnti inferiori pararuota;*
- *tutte le transizioni tra barriere metalliche di diverso tipo dovranno essere ottenute utilizzando i raccordi ed i pezzi speciali di giunzione previsti dal produttore, curando che non rimangano in alcun caso discontinuità tra gli elementi longitudinali che compongono le barriere;*

- *l'interruzione di elementi longitudinali secondari nelle zone di transizione dovrà avvenire mediante l'installazione dei terminali previsti dal produttore, avendo cura di arretrare l'elemento stesso rispetto all'allineamento degli elementi longitudinali continui principali, prima della sua interruzione;*
- *nel caso particolare di transizioni tra barriere che prevedono il corrente superiore e barriere che non lo prevedono (ove necessario), quest'ultimo dovrà essere raccordato con un pezzo speciale terminale sagomato e vincolato al paletto della barriera senza corrente superiore ubicato al termine della transizione, a tergo della medesima.*

Nel caso in esame, viste la conformazione stradale e la tipologia di barriere già installate, la lunghezza di transizione sarà pari a 4.5m, 27m di barriera H2BL e 9 m di collegamento tra nuova barriera e quella esistente. Tale soluzione è stata definita conformemente alle specifiche tecniche del produttore delle barriere e per i dettagli di progetto, si rimanda al seguente elaborato: *BS_0754_2023_PE-SIC.01 – Planimetria nuove barriere di sicurezza.*

Modello documento	RCS	Pagina	119 di 120	
Rev.	Data	Redatto	Verificato	Approvato
01	31/07/2024	SB	GS	GS
Oggetto della Revisione				
Emissione				

11. CONCLUSIONI

La presente Relazione Tecnica ha esposto le verifiche e gli interventi di messa in sicurezza locali da attuare sull'opera in oggetto.

Le verifiche sono state eseguite secondo le indicazioni delle NTC18 e all'Eurocodice 2 sui vari elementi costituenti gli impalcati quali travi, traversi, soletta, pile e spalle e sulla scorta delle criticità emerse nel corso delle ispezioni condotte secondo le Linee Guida Mit 2020.

Nello specifico è emerso come l'impalcato necessiti di interventi di ripristino e di manutenzione straordinaria localizzata in particolar modo sulle campate di riva nella parte esposta, nei traversi e sulle spalle.

Tali degradi sono da ricondursi in larga parte alle percolazioni d'acqua non convogliate dalla piattaforma stradale, pertanto gli interventi previsti nel presente elaborato oltre a ripristinare gli elementi degradati sono stati finalizzati a gestire ed eliminare i percolamenti al fine di aumentare la vita utile dell'opera.

Tali interventi possono essere così riassunti per sommi capi:

- Ripristino superficiale degli elementi in calcestruzzo armato degradati (spalle, pile, travi, selle Gerber, traversi, sbalzi, solette e cordoli);
- Consolidamento del terreno a tergo della spalla mediante applicazione di geotessuto;
- Rifacimento della pavimentazione stradale con impermeabilizzazione della soletta;
- Sostituzione dei giunti in corrispondenza delle selle Gerber e delle spalle con giunti di sottopavimentazione;
- Realizzazione di un nuovo sistema di regimentazione delle acque piovane.

Altri interventi in progetto sono finalizzati all'aumento della sicurezza stradale e pertanto, appurata l'adeguatezza della barriera stradale sostituita nel 2008, si prevede l'eliminazione delle seguenti criticità:

- Spostamento del montante del palo di illuminazione, presente sull'impalcato, ad una distanza non inferiore alla larghezza di lavoro della barriera installata, in modo da garantire il loro corretto funzionamento in caso d'urto.
- Si prevedere la realizzazione, in direzione Eraclea, del raccordo tra la barriera stradale esistente bordo ponte H2-W5 con il sicurvia presente sulle due rampe in modo da eliminare le cuspidi non opportunamente raccordate. Inoltre, in direzione Eraclea mare, si prevede il raccordo della bandella superiore.

Pianiga, li 31/07/2024

BS progetti S.r.l.

Ing. Gianluca Sartori

(Firmato digitalmente ai sensi del D.Lgs. 82/2005 s.m.i.)

Modello documento	RCS	Pagina	120 di 120	
Rev. Data	Oggetto della Revisione	Redatto	Verificato	Approvato
01 31/07/2024	Emissione	SB	GS	GS