

COMMITTENTE



SOGGETTO TECNICO

DIREZIONE STAZIONI - INGEGNERIA E INVESTIMENTI

PROGETTAZIONE

MANDATARIA

CODING
GENERAL ENGINEERING & PLANNING

MANDANTE

POLITECNICA
BUILDING FOR HUMANS

SWS

CODING S.R.L.

POLITECNICA SOC. COOP.

SWS ENGINEERING S.P.A.

HUB DI INTERSCAMBIO FERROVIARIO DI POMPEI

PROGETTO DEFINITIVO STRUTTURE

CAVALCAFERROVIA
Pile: Relazione di calcolo

SCALA

-

PROGETTO	ANNO	SOTTOPR.	LIVELLO	NOME DOC.	TIPO DOC.	SCALA	NUM.	REV.
3 2 0 5	2 0	S 0 1	P D	P M C V	R C	S X	E 0 3 A	

Rev	Descrizione	Redatto	Verificato	Approvato	Data	Autorizzato Il progettista	Data
A	Emissione	C. Pinti	L. Nardoni	P. Luciani	16/11/20	G. Coppa	16/11/20

Controllo Qualità

QA & QC	Verificato	Approvato	Autorizzato
	M. Italiano	P. Bordon	R. Vangeli

Soggetto Tecnico	Data	Referente di Progetto	Data
F. Cerone	16/11/20	A. Martino	

POSIZIONE ARCHIVIO

LINEA

= = = =

SEDE TECNICA

NOME DOC.

NUMERAZIONE

Verificato e Trasmesso	Data	Convalidato	Data	Archiviato	Data

Progetto definitivo
Relazione di calcolo pile
Cavalcaferrovia
HUB DI INTERSCAMBIO FERROVIARIO DI
POMPEI

Rev.	Descrizione revisione	Redatto	Verificato	Approvato	Autorizzato
0	Emissione	C. Pinti	L. Nardoni	P. Luciani	F. Coppa

INDICE

1	PREMESSA.....	5
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	6
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	9
1.1	NORME E/O LINEE GUIDA PER LA PROGETTAZIONE E COSTRUZIONE RELATIVE ALL'ACCESSIBILITÀ.....	9
1.2	NORME E/O LINEE GUIDA PER LA PROGETTAZIONE E COSTRUZIONE.....	9
1.3	NORME NAZIONALI.....	11
1.4	MANUALI, SPECIFICHE, ISTRUZIONI, PRESCRIZIONI, ETC. DI RFI, ATTINENTI LE OPERE CIVILI DI RFI.....	12
1.4.1	<i>Opere civili.....</i>	<i>12</i>
1.4.2	<i>Impianti elettrici – Rete di terra e protezione dalle scariche atmosferiche.....</i>	<i>15</i>
1.4.3	<i>Impianti speciali – TVCC.....</i>	<i>15</i>
1.4.4	<i>Impianti speciali – IaP informazioni al pubblico.....</i>	<i>15</i>
1.4.5	<i>Impianti ascensori e scale mobili.....</i>	<i>16</i>
1.4.6	<i>Linea di Contatto.....</i>	<i>16</i>
1.5	TARIFFE DI RFI.....	16
4	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	17
5	UNITA' DI MISURA.....	17
6	MATERIALI.....	18
6.1	CALCESTRUZZO.....	18
6.1.1	<i>Plinto di fondazione - pali.....</i>	<i>18</i>
6.1.2	<i>Elevazione pila.....</i>	<i>18</i>
6.2	ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO.....	19
6.3	COPRIFERRI MINIMI.....	19
7	PARAMETRI SISMICI.....	20
8	CRITERI DI MODELLAZIONE.....	27

9	ANALISI DEI CARICHI	31
9.1	PESI PROPRI (G1).....	31
9.1.1	<i>Elementi in calcestruzzo</i>	31
9.1.2	<i>Carpenteria metallica</i>	31
9.2	CARICHI PERMANENTI (G2).....	31
9.3	RITIRO E VISCOSITÀ (ϵ_2).....	32
9.4	VARIAZIONI TERMICHE (ϵ_3).....	34
9.5	CEDIMENTI VINCOLARI (ϵ_4).....	35
9.6	CARICHI ACCIDENTALI MOBILI Q1.....	35
9.7	INCREMENTO DINAMICO IN PRESENZA DI DISCONTINUITA' STRUTTURALI Q2.....	37
9.8	AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO Q3.....	37
9.9	AZIONE CENTRIFUGA Q4.....	38
9.10	AZIONE DEL VENTO (Q5).....	39
9.11	AZIONI SISMICHE (Q6).....	43
9.12	URTI DA TRAFFICO FERROVIARIO Q7.....	45
9.13	URTI ACCIDENTALI Q8.....	46
10	COMBINAZIONI DI CARICO	47
11	CRITERI DI VERIFICA	53
11.1	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO.....	53
11.1.1	<i>Verifiche a fessurazione</i>	53
11.1.2	<i>Verifiche delle tensioni di esercizio</i>	54
11.2	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI.....	54
11.2.1	<i>Sollecitazioni flettenti</i>	54
11.2.2	<i>Sollecitazioni taglianti</i>	55
11.3	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	56
12	ANALISI DEI RISULTATI: SOLLECITAZIONI E VERIFICA PILE	59
12.1	SOLLECITAZIONI AGENTI ELEVAZIONE.....	59

12.2 SOLLECITAZIONI AGENTI FONDAZIONE.....	61
12.3 SOLLECITAZIONI AGENTI PALI DI FONDAZIONE.....	62
12.4 VERIFICHE ELEVAZIONE.....	67
12.5 VERIFICHE FONDAZIONE.....	72
12.5.1 ARMATURA LONGITUDINALE.....	72
12.5.2 ARMATURA TRASVERSALE.....	74
12.5.3 PUNZONAMENTO.....	78
12.6 VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE.....	81
12.6.1 VERIFICHE STRUTTURALI.....	81
12.6.2 VERIFICHE GEOTECNICHE.....	86
13 VALUTAZIONE DELLE INCIDENZE.....	90

1 PREMESSA

Oggetto della presente relazione sono i calcoli e le verifiche strutturali e geotecniche delle pile del Cavalcaferrovia per il nuovo HUB di Pompei. Tale opera è eseguita nell'ambito dei lavori relativi di inserimento di una nuova Stazione RFI sulla linea Napoli-Salerno (via Nocera Inferiore), che dovrà costituire il principale collegamento ferroviario con il sito archeologico di Pompei. L'opera si integra con gli edifici storici dell'antica Stazione Pompei Scavi, il cui ex fabbricato viaggiatori costituisce l'accesso alla nuova fermata.

Le strutture sono state progettate coerentemente con quanto previsto dalla normativa vigente, "Norme Tecniche per le Costruzioni" - DM 17.1.2018 e Circolare n.7 Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al DM 17.1.2018.

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il cavalcaferrovia ha uno sviluppo di circa 80 m in asse giunto ed è composto da 3 campate: la centrale da 32.0m e le due laterali da 24.0m.

Planimetricamente si sviluppa in curva non costringente nella spalla A ed in rettilineo per le altre sottostrutture.

L'impalcato a sezione mista acciaio-calcestruzzo, è costituito da 4 travi in acciaio con sezione a doppio T a sezione costante, con altezza pari a 2.0m. Le travi metalliche sono poste ad un interasse di 2.8m.

Lo schema statico adottato è quello di trave continua. La larghezza trasversale dell'impalcato è pari a 12.95 m, con una fascia centrale pavimentata di larghezza pari a 8.00 m e due cordoli laterali di larghezza pari a 2.50 m e spessore di 0.15 m. La soletta ha uno spessore costante pari a 30cm.

Le sottostrutture sono di tipo tradizionale: in particolare la spalla A poggia su 15 pali di diametro Ø 1200, le due pile centrali su 11 pali di diametro Ø 1200, mentre la spalla B su 11 pali Ø 1200.

Le pile a setto hanno zattera di fondazione di dimensioni 8.80x13.20x1.80m e fusto a setto di larghezza 10.00 e spessore allo spiccato di 2.00 m. L'elevazione in sommità ha uno spessore di 3.00m per il posizionamento dei quattro isolatori a sostegno degli impalcati.

L'altezza massima delle pile è pari a 9.60 m

Nelle Figure riportate di seguito si forniscono le immagini della carpenteria dell'impalcato in esame. Si rimanda agli elaborati grafici per l'ottenimento di dettagli ulteriori.

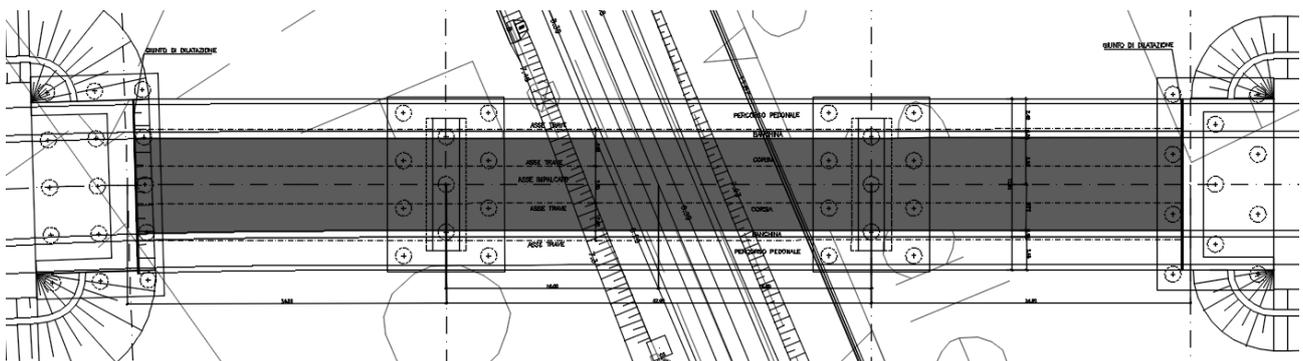


Figura 1: Pianta impalcato

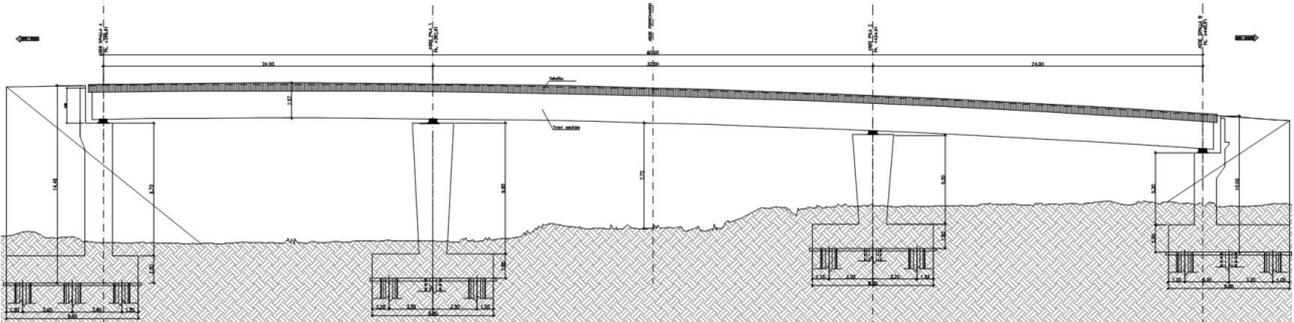


Figura 2: Profilo longitudinale

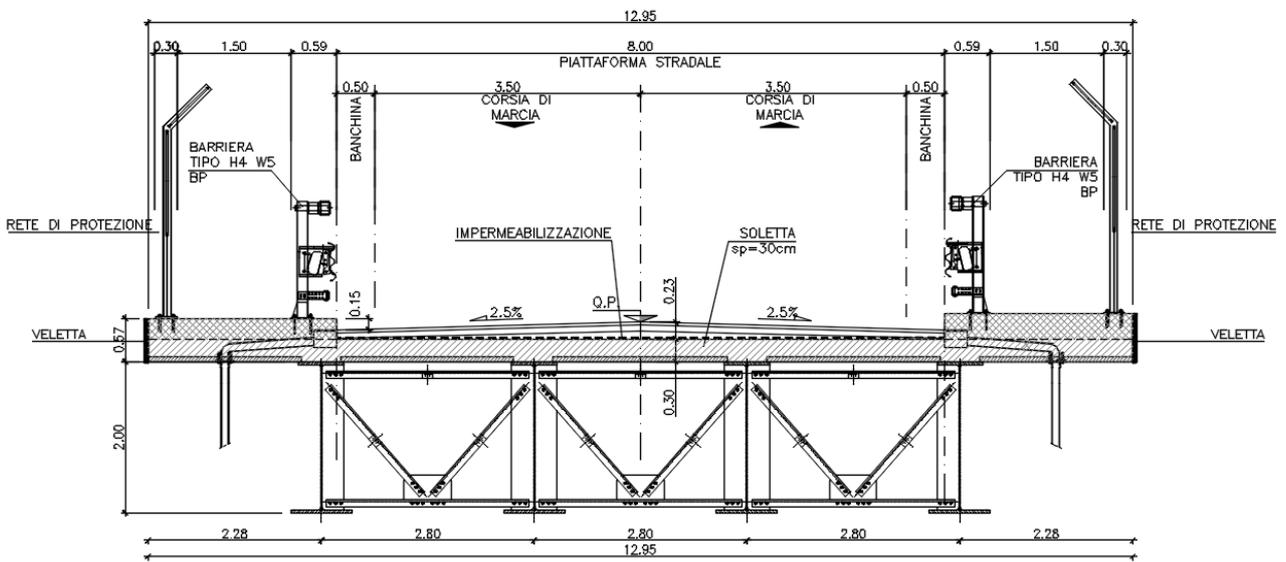


Figura 3: Sezione trasversale dell'impalcato

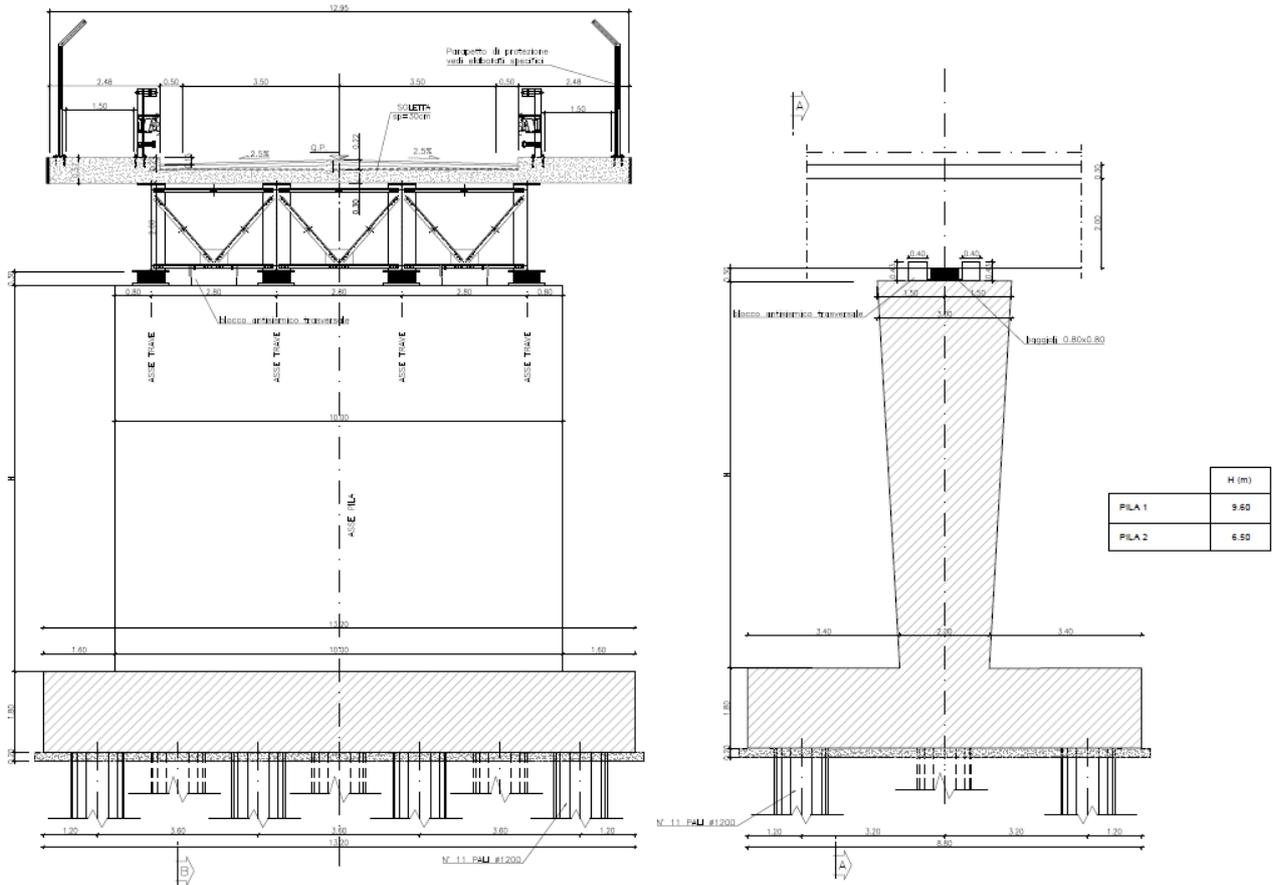


Figura 4: Carpenteria pile

3 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

La progettazione è conforme alle normative vigenti nonché alle istruzioni dell'Ente FF.SS.

NB: L'elenco riportato ha valore indicativo. L'appaltatore è comunque tenuto all'osservanza di tutte le norme, nazionali ed internazionali, applicabile ed in vigore al momento della realizzazione.

1.1 **Norme e/o linee guida per la progettazione e costruzione relative all'accessibilità**

- Legge 9.1.1989, n° 13. Disposizioni per favorire il superamento e l'eliminazione delle barriere architettoniche negli edifici privati.
- D.M. (LL.PP.) 14.6.1989, n° 236. Prescrizioni tecniche necessarie a garantire l'accessibilità, l'adattabilità e la visibilità degli edifici privati e di edilizia residenziale pubblica sovvenzionata e agevolata, ai fini del superamento e dell'eliminazione delle barriere architettoniche.
- Legge 5.2.1992, n° 104. Legge quadro per l'assistenza, l'integrazione sociale e i diritti delle persone handicappate.
- D.P.R. 24.7.1996, n° 503. Regolamento recante norme per l'eliminazione delle barriere architettoniche negli edifici, spazi e servizi pubblici.

1.2 **Norme e/o linee guida per la progettazione e costruzione**

- UIC (Union Internationale Des Chemins de Fer), Fiche UIC – OR, Sagoma limite cinematica internazionale, Gabarit C1. (da adottare per la rete fondamentale europea, Piano Regolatore Europeo) Parigi, 1990.
- Linee guida - Sagome. Profili minimi degli ostacoli F.S., istruzione S.O.C.S./3870, Roma, 1990.
- Linee guida - Prescrizioni per la progettazione di marciapiedi alti nelle stazioni a servizio dei viaggiatori, istruzione R/ST.OC.412/4, ASA RETE, Roma, 1996.
- Linee guida - Sagome e profili minimi degli ostacoli. 23.07.90 – 003870.
- Linee guida - Pensiline; circolare 50 5.2 (1963).
- Linee guida - Gli ambienti per servizi alla clientela - ASA Passeggeri – 1998.
- Linee guida per la progettazione – Progettazione di piccole stazioni e fermate – dimensionamento e dotazione degli elementi funzionali” del 28/07/2014.
- Linee guida - Metodologia per la riqualificazione dei F.V. - Divisione infrastruttura – novembre 1999 – Direzione Movimento, Terminali Viaggiatori e Mercè, Sviluppo e Progettazione stazioni – marzo 2002 .

- Linee guida - Servizi igienici per il pubblico - Divisione infrastruttura - settembre 1999 – Direzione Movimento, Terminali Viaggiatori e Merci – marzo 2002.
- UNI EN 1990 – Aprile 2006: Eurocodice: Criteri generali di progettazione strutturale.
- UNI EN 1991-1-1 – Agosto 2004: Eurocodice 1 – Parte 1-1: Azioni in generale – Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi variabili.
- UNI EN 1991-1-4 – Luglio 2005: Eurocodice 1. Azioni sulle strutture. Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento.
- UNI EN 206-1-2016 - Calcestruzzo. “Specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- UNI EN 1992-1-1 – Novembre 2005: Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 1992-2 – Gennaio 2006: Eurocodice 2. Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Parte 2: Ponti di calcestruzzo – Progettazione e dettagli costruttivi.
- UNI-EN 1997-1 – Febbraio 2005: Eurocodice 7. Progettazione geotecnica. Parte 1: Regole generali.
- UNI-EN 1998-1 – Marzo 2005: Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.
- UNI-EN 1998-5 – Gennaio 2005: Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- REGOLAMENTO (UE) n° 1300/2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per l'accessibilità del sistema ferroviario dell'Unione per le persone con disabilità e le persone a mobilità ridotta (STI PRM) – Unione Europea.
- REGOLAMENTO (UE) N. 1299/2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea (Unione Europea 18.11.2014).
- REGOLAMENTO (UE) N. 1301/2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «Energia» del sistema ferroviario dell'Unione europea (Unione Europea 18.11.2014).
- Regolamento (UE) n° 1300/2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per l'accessibilità del sistema ferroviario dell'Unione per le persone con disabilità e le persone a mobilità ridotta (STI PRM) – Unione Europea;
- REGOLAMENTO (UE) N. 1299/2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea (Unione Europea 18.11.2014)

- REGOLAMENTO (UE) N. 1301/2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «Energia» del sistema ferroviario dell'Unione europea (Unione Europea 18.11.2014)

1.3 Norme nazionali

- Decreto Ministeriale del 17/01/2018 - “Norme Tecniche per le Costruzioni”.
- Circolare M.LL.PP. n. 617 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'applicazione dell' “Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al Decreto Ministeriale del 17/01/2018”.
- Legge 1086/71, Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato.
- Legge 64/74, Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- Legge 464/84, Norme per agevolare l'acquisizione da parte del Servizio geologico della Direzione generale delle miniere del Ministero dell'industria, del commercio e dell'artigianato di elementi di conoscenza relativi alla struttura geologica e geofisica del sottosuolo nazionale.
- Legge 46/90, Norme per la sicurezza degli impianti.
- Legge 109/94, La nuova legge quadro in materia di lavori pubblici - Legge 11 febbraio 1994, n. 109, e successive modifiche ed integrazioni.
- Legge 415/98, Interpretazione del criterio applicativo dell'articolo 21, comma 1-bis della legge 18 novembre 1998, n. 415.
- Legge. 2 febbraio 1974, n. 64.: “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.
- D.M. 11/03/88, Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- Legge 10/91, Norme per l'attuazione del Piano energetico nazionale.
- D.P.R. 447 - 06/12/91, Regolamento di attuazione della legge 46/1990, in materia di sicurezza impianti.
- D.M. 20/02/92, Modello di dichiarazione di cui al regolamento di attuazione della legge 46/1990
- D.M. 22/04/92 Formazione degli elenchi dei soggetti abilitati in materia di sicurezza degli impianti.
- D.P.R. 412 - 26/08/93, Regolamento recante norme in attuazione dell'art. 4 della legge 10/1991.
- CIR 13/12/93, Indicazioni interpretative e di chiarimento all'art. 28 della legge 10/1991.
- D.M. 13/12/93 Modelli tipo per la relazione di cui all'art.28 della legge 10/1991.

- CIR 12/04/94 Indicazioni interpretative e di chiarimento all'art. 11 del DPR 412/93.
- D.P.R. 551 - 21/12/99 Regolamento recante modifiche al decreto del Presidente della Repubblica 26 agosto 1993, n. 412, in materia di progettazione, installazione, esercizio e manutenzione degli impianti termici degli edifici, ai fini del contenimento dei consumi di energia.
- D.P.R. 34 - 25/01/00 Regolamento recante istituzione del sistema di qualificazione per gli esecutori di lavori pubblici, ai sensi dell'articolo 8 della legge 11 febbraio 1994, n. 109, e successive modificazioni.
- D.M. 145 - 19/04/00 Regolamento recante il Capitolato generale d'appalto dei lavori pubblici, ai sensi dell'articolo 3, comma 5, della legge 11 febbraio 1994, n. 109, e successive modificazioni.
- D.M. 04/08/00 Modificazioni alla tabella relativa alle zone climatiche di appartenenza dei comuni italiani, allegata al regolamento per gli impianti termici degli edifici, emanato con decreto del Presidente della Repubblica 26 agosto 1993, n. 412.
- D.P.R. 380 - 06/06/01 Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia.
- D.Lgs. 301 - 27/12/02 Modifiche ed integrazioni al decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n. 380, recante testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia di edilizia (Decreto Legislativo 27 dicembre 2002, n. 301 - GU n. 16 del 21-1-03).
- D.M. 16/02/2007 Classificazione di resistenza dei prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione.
- D.Lgs.42 del 22/01/2004 Codice dei beni culturali e del paesaggio.
- Decreto 11 ottobre 2017 - Criteri ambientali minimi per l'affidamento di servizi di progettazione e lavori per la nuova costruzione, ristrutturazione e manutenzione di edifici pubblici.

1.4 Manuali, Specifiche, Istruzioni, prescrizioni, etc. di RFI, attinenti le opere civili di RFI

1.4.1 Opere civili

- Manuale di progettazione delle opere civili – RFI DTC SI MA IFS 001 D, in particolare la sezione 5, prescrizione per i marciapiedi e le pensiline delle stazioni ferroviarie a servizio dei viaggiatori-RFI.DTC.SI.CS.MA.IFS.002.C.
- Procedura Operativa RFI DPR SIGS POTA 13 1 0 “Gestione dei Rifiuti” nella sua revisione corrente.
- Procedura Operativa Direzionale DPR P SE 10 1 1 del 30/11/2015 “Gestione materiali provenienti da tolto d’opera”.

- Procedura Operativa Direzionale RFI DCO PD INF 003 “Valorizzazione economica delle interruzioni della circolazione ferroviaria” emessa con Comunicazione Operativa n.231/AD del 03 ottobre 2006.
- Capitolato Generale tecnico di Appalto delle Opere Civili RFI DTC SI SP IFS 001 D.
- Manuale di Progettazione – Prescrizioni tecniche per la Progettazione Esecutiva – RFI DINIC MA OC 00 000 B del 20 settembre 2004.
- Specifica per la progettazione e l’esecuzione dei ponti ferroviari e altre opere minori sottobinario – RFI DTC INC PO SP IFS 001 del 27 dicembre 2011.
- Specifica per la progettazione e l’esecuzione di cavalcaferrovia e passerelle pedonali sulla sede ferroviaria RFI DTC INC PO SP IFS 002 del 27 dicembre 2011.
- Specifica per la verifica a fatica dei ponti ferroviari RFI DTC INC PO SP IFS 003 del 27 dicembre 2011.
- Specifica per la progettazione e l’esecuzione di impalcati ferroviari a travi in ferro a doppio T incorporate nel calcestruzzo RFI DTC INC PO SP IFS 004 del 28 dicembre 2011.
- Specifica per il calcolo, l’esecuzione, il collaudo e la posa in opera dei dispositivi di vincolo e dei coprigiunti negli impalcati ferroviari e nei cavalcavia RFI DTC INC PO SP IFS 005 del 28 dicembre 2011.
- 2011/275/UE Specifica Tecnica di Interoperabilità sottosistema “Infrastruttura” del sistema ferroviario transeuropeo convenzionale.
- Istruzione Tecnica n.44/M – DI TC/AR ST PO 002 A del 10 aprile 2000 – “Specifica tecnica relativa al collaudo dei materiali ed alla costruzione delle travate metalliche e miste acciaio-calcestruzzo per ponti ferroviari e cavalcaferrovia”.
- Istruzione Tecnica n.44/V – DI TC/AR ST PO 005 A del 01 marzo 2001 – “Cicli di verniciatura per la protezione dalla corrosione di opere metalliche nuove e per la manutenzione di quelle esistenti”.
- Procedura RFI DMA PD IFS 002 B del 25 marzo 2009 “Gestione degli attraversamenti e parallelismi dell’infrastruttura ferroviaria con condotte, con cavalcavia o sottovia e con linee elettriche di Telecomunicazione”.
- Disposizioni Generali tecniche ed Amministrative (edizione 1957 – aggiornamento 1963) per l’esecuzione e gestione dei lavori di manutenzione dell’armamento approvate dal Ministro dei Trasporti con Decreto n. 5360 del 23 giugno 1965, limitatamente alle disposizioni tecniche ed all’art. 27 delle disposizioni amministrative.
- Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie RFI DTC INC CS SP IFS 001 del 29 novembre 2011.

- Linee guida per il collaudo statico delle opere di ingegneria civile dell'Infrastruttura Ferroviaria RFI DTC SICS PO LG IFS 001 del 27 dicembre 2013.
- Disciplinare degli elementi tecnico progettuali RFI DPR MA IFS 001 B del 1 dicembre 2016.
- Manuale DPR MA 007 1 0 del 8 agosto 2017.
- Manuale DPR MA 008 1 0 del 4 agosto 2017.
- Linea guida “Arredi di stazione – 1^ parte – indicazioni tecnico-funzionali per l'uniformità tipologica” – RFI DPR TES LG IFS 003 B del 23/12/2012.
- Sistema Segnaletico-Revisione 2013 – Istruzioni per la progettazione e la realizzazione della segnaletica a messaggio fisso nelle stazioni ferroviarie e successivi aggiornamenti - Direzione Produzione - DAMCG - Servizi per le stazioni - Progettazione Stazioni 18.12.2013.
- Linea Guida “Progettazione di piccole stazioni e fermate. Dimensionamento e dotazione degli elementi funzionali (aggiornamento)” RFI DPR DAMCG LG SVI 007 B del 28/07/2014.
- Linee guida “Accessibilità nelle stazioni – Elementi per la progettazione” – RFI DPR DAMCG LG SVI 009 B del 23/05/2016.
- Lettera RFI Direzione Produzione “Accessibilità stazioni – ascensori” del 13/07/2016 RFI DPR\A0011\P\2016\0004531.
- RFI DST MA IFS 001 “Abaco degli apparecchi illuminanti” – allegato al disciplinare degli elementi tecnico progettuali - Direzione Stazioni – Ingegneria e Investimenti – Standard Progettazioni (5.11.2019).
- Linea Guida “Illuminazione nelle stazioni e fermate” – RFI DPR DAMCG LG SVI 008 B del 24/07/2017.
- Manuale operativo – sistema segnaletico nelle stazioni ferroviarie – Cap. IV segnaletica a messaggio variabile - Direzione Produzione –19.02.2019 DPR MA 004 1 1.
- Manuale operativo per la realizzazione dei percorsi tattili per disabili visivi nelle stazioni ferroviarie” (RFI DPR DAMCG MA SVI 001 A) - aprile 2019.
- Percorsi tattili per disabili visivi nelle stazioni ferroviarie - Direzione Produzione - DAMCG - Servizi per le stazioni - Progettazione Stazioni - gennaio 2016.
- Documento di Sistema – III Livello – “Messa in servizio dei sottosistemi strutturali”: RFI DTC P SE 01 1 2 del 20/12/2017.
- Manuale “Manuale di progettazione per la riqualificazione delle stazioni di media importanza” (1^ Parte – RFI DPR TES MA IFS 001 A del 19/02/2013.
- Distanze minime degli ostacoli fissi – Prescrizione tecnica CIFI.

- Linee Guida per l'installazione di tornelli e la chiusura delle stazioni – RFI PRA LG IFS 002 A (aprile 2017).
- Security biglietterie e freccia club – linea guida e requisiti tecnico funzionali per la realizzazione di un sistema integrato di security nelle biglietterie della DPR, della DPLH e del freccia club (Trenitalia).
- Linee Guida “indicazioni tecnico-funzionali per la progettazione della Sala Blu” RFI.DAMCG.LG SVI 001 C.

1.4.2 Impianti elettrici – Rete di terra e protezione dalle scariche atmosferiche

- CEI EN 50122-1 “Applicazioni ferroviarie, tranviarie, filoviarie e metropolitane – Impianti fissi – Sicurezza elettrica, messa a terra e circuito di ritorno Parte 1: Provvedimenti di protezione contro lo Shock elettrico” (2012).
- CEI EN 50122-2 “Applicazioni ferroviarie, tranviarie, filoviarie e metropolitane – Impianti fissi – Sicurezza elettrica, messa a terra e circuito di ritorno Parte 2: Provvedimenti contro gli effetti delle correnti vaganti causate da sistemi di trazione a corrente continua” (2012)
- RFI DTC ST E SP IFS ES 728 B “Sicurezza elettrica e protezione contro le sovratensioni per gli impianti elettrici ferroviari in bassa tensione” (2020).
- RFI DTC ST E SP IFS TE 101 A “Istruzioni per la realizzazione del circuito di terra e di protezione delle linee a 3 kVcc”. (2018).
- RFI DPRIM STF IFS TE 111 “Limitatore di tensione statico per gli impianti di terra e di ritorno TE per il sistema di trazione elettrica a 3 kVcc” (2013).
- RFI DMA IM TE SP IFS 001 B “Limitatore di tensione per circuiti di terra di protezione TE per linee a 3 kVcc” (2008).

1.4.3 Impianti speciali – TVCC

- RFI DPA SP 001 0 “RFI SPECIFICHE TECNICHE PER IMPIANTI DI SECURITY” (2019)

1.4.4 Impianti speciali – IaP informazioni al pubblico

- RFI DPR LG SE 02 1 0 “Linee guida per l'attrezzaggio degli impianti IaP nelle stazioni e fermate aperte al servizio viaggiatori” (2016).
- RFI DPR MA 004 1 1 “Sistema segnaletico nelle stazioni ferroviarie cap IV – Segnaletica a messaggio variabile (2019).

- RFI TEC LG IFS 002 A “Linee guida per la realizzazione degli impianti per i sistemi di informazione al pubblico” (2012).

1.4.5 Impianti ascensori e scale mobili

- Impianti traslo elevatori in servizi pubblico DPR MA 007 1 0 (31/07/2017).
- Telegestione degli impianti civili di stazione con piattaforma SEM DPR MA 008 1 1 (20/03/2019).

1.4.6 Linea di Contatto

- Capitolato Tecnico T.E. per la costruzione delle linee aeree di contatto e di alimentazione a 3 kVcc - Ed. 2014 - RFI DTC STS ENE SP IFS TE 210 A.
- Specifica Tecnica - Istruzioni per la realizzazione del circuito di terra e di protezione delle linee a 3 kVcc - Ed. 2018 - RFI DTC ST E SP IFS TE 101 A.
- Disegno E64964b - Ed. 2017 - Sagome di riferimento per il pantografo da 1600 mm.
- Torri faro a corona mobile con altezza 18 m e 25 m - Ed. 2018 - RFI DTC ST E SP IFS LF 600 A.

1.5 Tariffe di RFI

- Elenco Tariffe di RFI anno 2020.
- Tariffa Elenco Nuovi Prezzi (Descrizione voci di prezzo non previste nelle tariffe RFI).

4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Si assumono i seguenti parametri geotecnici dei terreni di fondazione:

strato		z	peso specifico	peso specifico saturo	angolo di attrito	coesione
[-]		[m]	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	ϕ [°]	c' [kN/m ²]
1	Riporto e terreno vegetale	0 – 2.80	13	13	22	0
2	Limo e pomici	2.80 - 7.00	14	14	25	0
3	Sabbia	7.00 – 21.80	16	16	33	0
4	Sabbia	21.80 – 30.00	16	16	36	0

La falda si trova a profondità 4.20m dal p.c..

5 UNITA' DI MISURA

Le unità di misura usate nella presente relazione sono:

- lunghezze [m]
- forze [kN]
- momenti [kNm]
- tensioni [MPa]

6 MATERIALI

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali impiegati con le classi di esposizione coerenti con la UNI EN 206.

6.1 CALCESTRUZZO

6.1.1 Plinto di fondazione - pali

Per le strutture in fondazione si adotta un calcestruzzo con le caratteristiche riportate di seguito:

Classe d'esposizione: XC2

C25/30: $f_{ck} \geq 25$ MPa $R_{ck} \geq 30$ MPa

Classe minima di consistenza: S4

In accordo con le norme vigenti, risulta per il materiale in esame:

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni	R_{ck}	30	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	24,90	N/mm ²
Valore medio della resistenza cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	32,90	N/mm ²
Resistenza di calcolo breve durata	$f_{cd} \text{ (Breve durata)} = f_{ck} / 1.5$	16,60	N/mm ²
Resistenza di calcolo lunga durata	$f_{cd} \text{ (Lungo durata)} = 0.85 f_{cd}$	14,11	N/mm ²
Resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm} = 0.3 (f_{ck})^{2/3}$ [Rck<50/60]	2,56	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk 0,05} = 0.7 f_{ctm}$	1,79	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctm} = 1.2 f_{ctm}$	3,07	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / 1.5$	1,19	N/mm ²
Modulo di Young	$E = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	31447	N/mm ²

6.1.2 Elevazione pila

Per le strutture in elevazione si adotta un calcestruzzo con le caratteristiche riportate di seguito:

Classe d'esposizione: XC4+XF1

C32/40: $f_{ck} \geq 32$ MPa $R_{ck} \geq 40$ MPa

Classe minima di consistenza: S4

In accordo con le norme vigenti, risulta per il materiale in esame:

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni	R_{ck}	40	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	33,20	N/mm ²
Valore medio della resistenza cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	41,20	N/mm ²
Resistenza di calcolo breve durata	$f_{cd} \text{ (Breve durata)} = f_{ck} / 1.5$	22,13	N/mm ²
Resistenza di calcolo lunga durata	$f_{cd} \text{ (Lungo durata)} = 0.85 f_{cd}$	18,81	N/mm ²
Resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm} = 0.3 (f_{ck})^{2/3} \quad [R_{ck} < 50/60]$	3,10	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk 0,05} = 0.7 f_{ctm}$	2,17	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctfm} = 1.2 f_{ctm}$	3,72	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / 1.5$	1,45	N/mm ²
Modulo di Young	$E = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	33643	N/mm ²

6.2 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

- Tipo B450 (controllato in stabilimento)
- $f_{yk} =$ 450 MPa Tensione caratteristica di snervamento
- $f_{yd} = f_{yk} / 1.15 =$ 391.30 MPa Resistenza di calcolo
- $\sigma_s = 0.75 f_{yk} =$ 337.50 MPa Tensione limite in condizione di esercizio (comb. Rara)
- $E_s =$ 210000 MPa Modulo elastico

6.3 COPRIFERRI MINIMI

Si riportano di seguito i copriferri minimi per le strutture in calcestruzzo armato:

Elevazione pile	4.5 cm
Fondazione pile	5.0 cm
Pali	6.0 cm

7 PARAMETRI SISMICI

Per la definizione dell'azione sismica occorre definire il periodo di riferimento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato. La vita nominale (V_N) dell'opera è stata assunta pari a 50 anni. La classe d'uso assunta è la II. Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso, vale:

$$V_R = V_N \times C_u = 50 \times 1.0 = 50 \text{ anni.}$$

Il valore di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente, è:

$$P_{VR} (SLV) = 10\%.$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R espresso in anni vale:

$$T_R (SLV) = - \frac{V_r}{\ln(1 - P_{vr})} = 475 \text{ anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma o tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), è possibile definire i valori di a_g , F_0 , T^*c :

- $a_g \rightarrow$ accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;
- $F_0 \rightarrow$ valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T^*c \rightarrow$ periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $S \rightarrow$ coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_t);

Il calcolo viene eseguito con il metodo pseudostatico (N.T.C. par. 7.11.6). In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, date dal prodotto delle forze di gravità per le accelerazioni sismiche massime attese al suolo, considerando la componente verticale agente verso l'alto o verso il basso, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.

L'opera ricade nel comune di Pompei. I corrispondenti valori delle caratteristiche sismiche per lo SLV sono i seguenti:

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE
14.4982

LATITUDINE
40.7471

Ricerca per comune

REGIONE
Campania

PROVINCIA
Napoli

COMUNE
Pompei

Elaborazioni grafiche

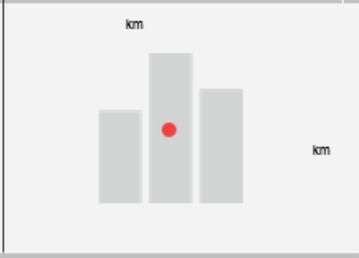
Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

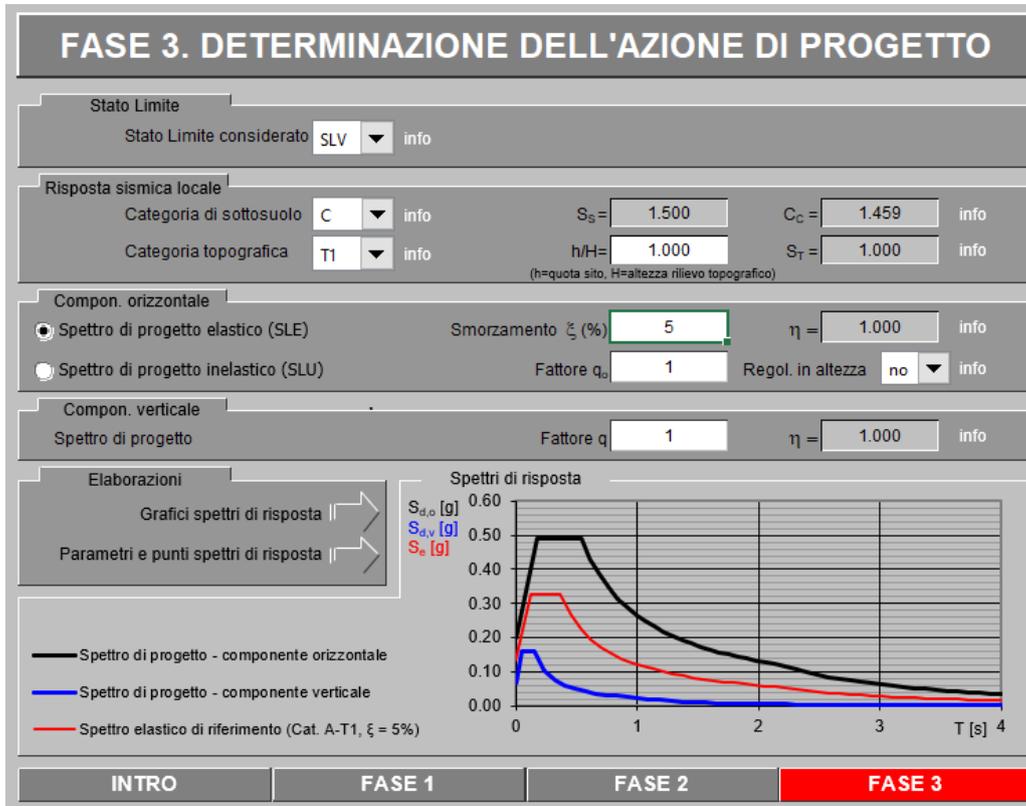
Interpolazione

superficie rigata



La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3



Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_q	0.133 g
F_0	2.464
T_C^*	0.369 s
S_S	1.500
C_C	1.459
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.180 s
T_C	0.539 s
T_D	2.132 s

Figura 5: Parametri sismici SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0.053 g
F_0	2.350
T_C^*	0.320 s
S_S	1.500
C_C	1.529
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.163 s
T_C	0.490 s
T_D	1.814 s

Figura 6: Parametri sismici SLD

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLC
a_g	0.168 g
F_0	2.497
T_C^*	0.380 s
S_S	1.448
C_C	1.445
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.448
η	1.000
T_B	0.183 s
T_C	0.549 s
T_D	2.273 s

Figura 7: Parametri sismici SLC

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV

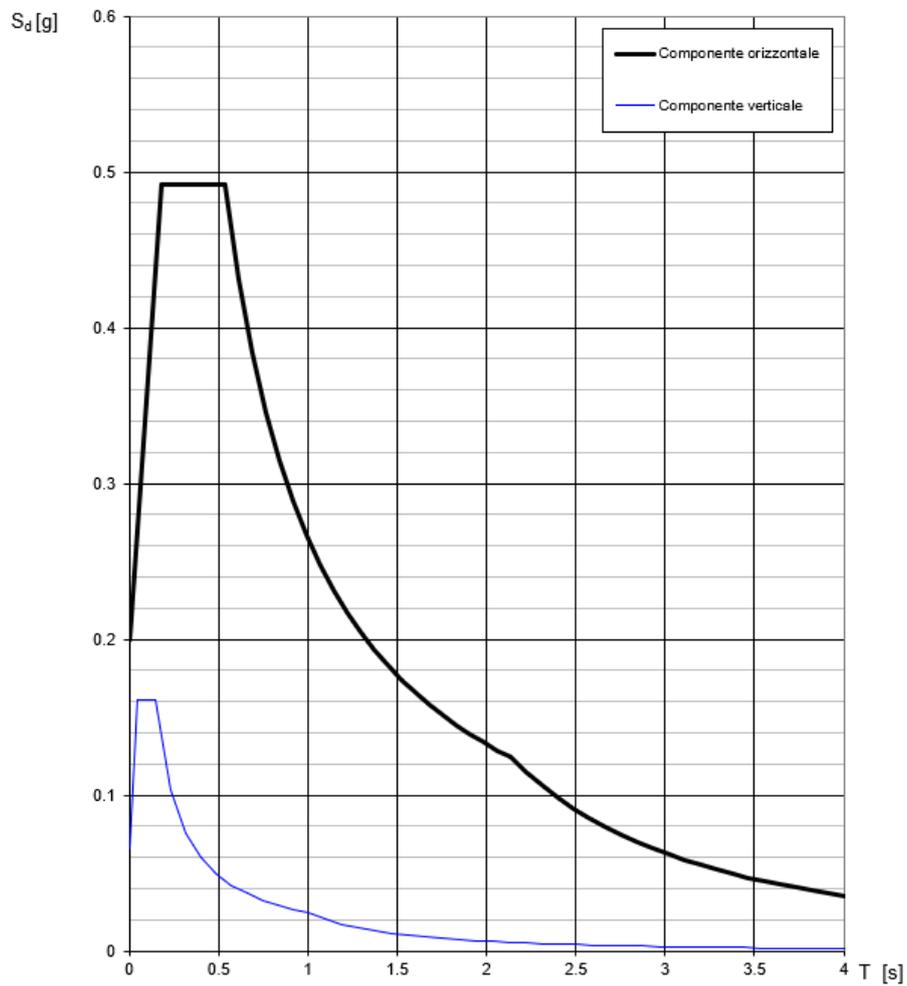


Figura 8: Spettro SLV

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLD

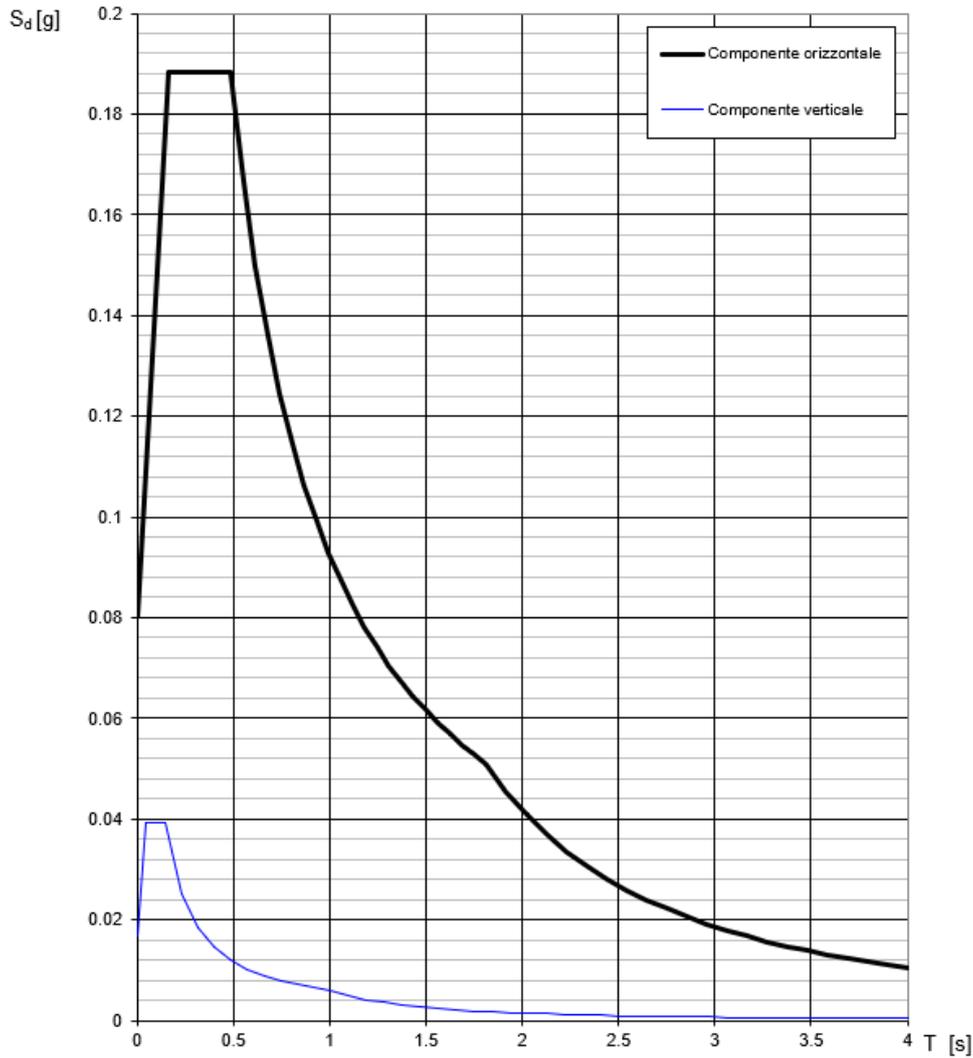


Figura 9: Spettro SLD

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLC

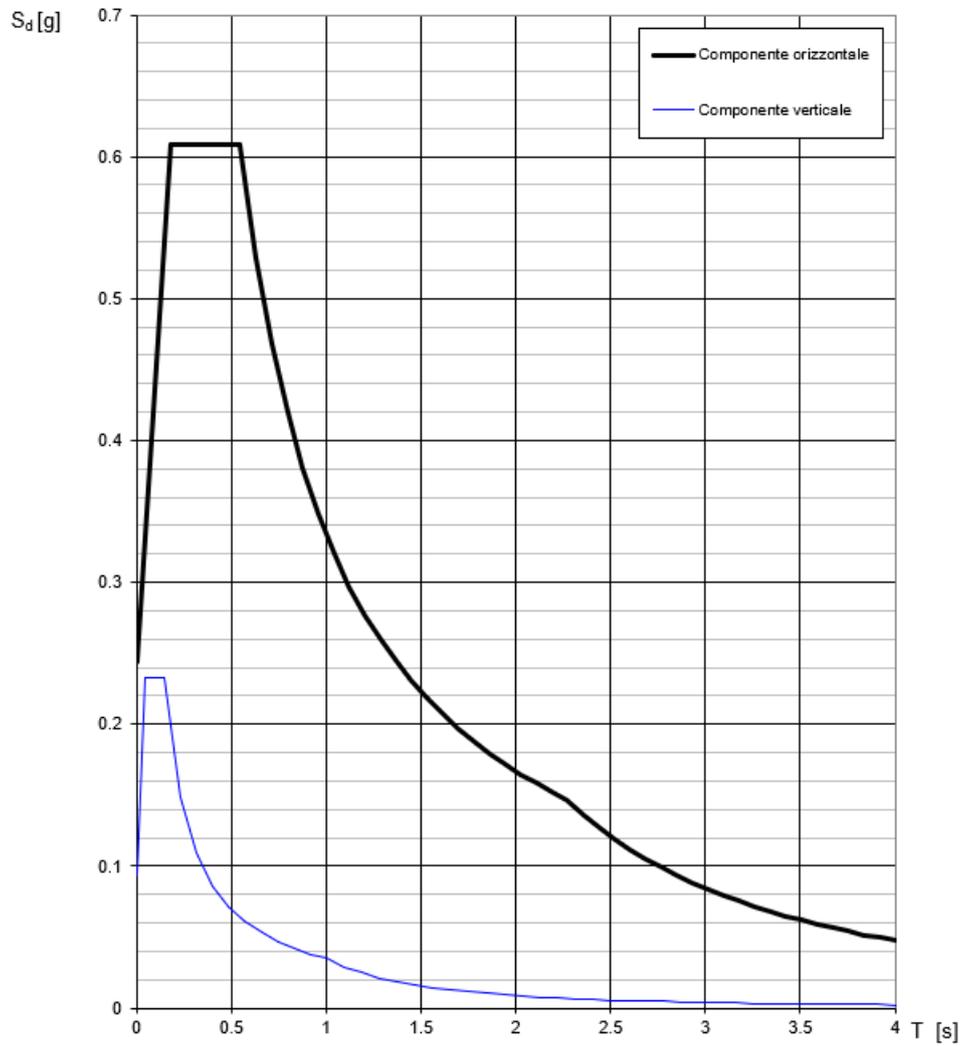


Figura 10: Spettro SLC

8 CRITERI DI MODELLAZIONE

Il calcolo della struttura è stato svolto utilizzando MidasGen ver. 11.12. Il modello di calcolo è costituito da elementi frame, monodimensionali, rappresentativi delle travi a sezione composta acciaio-c/c e dei traversi. La soletta è stata modellata come elementi beam equivalenti.

Il sistema di isolamento adottato consiste nell'inserimento di dispositivi elastomerici in gomma armata.

Il collegamento dell'impalcato con le sottostrutture è stato modellato attraverso link elastici: le caratteristiche di rigidezza degli elementi inseriti modellano lo schema di vincolo.

La struttura isolata ha un periodo par ad 2.38sec e presenta uno spostamento massimo per lo stato limite di collasso pari a 164mm.

Sono quindi stati utilizzati isolatori elastomerici tipo SI-N 500/126 con una rigidezza orizzontale equivalente pari ad 1.25 kN/mm.

Lo smorzamento viscoso equivalente considerato è pari 16%, ne consegue uno spettro di progetto scalato per periodi maggiori di 0.8 per il primo periodo proprio ($T^*=1.904s$):

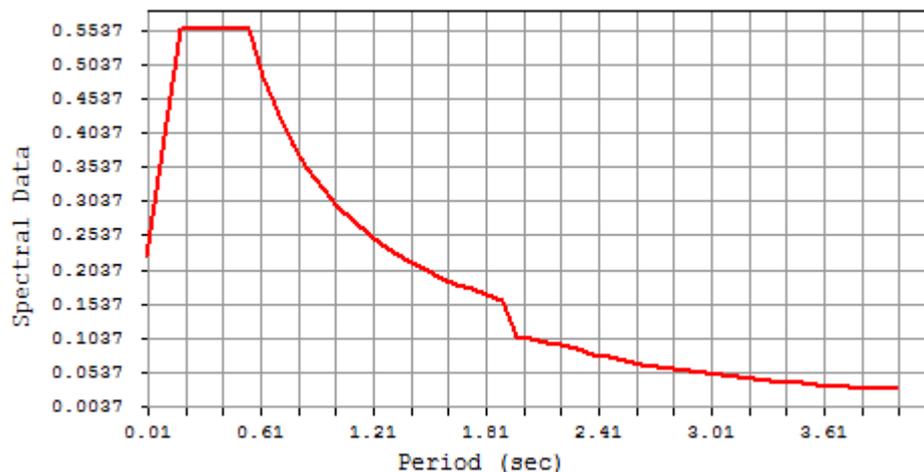


Figura 11: Spettro di progetto SLV

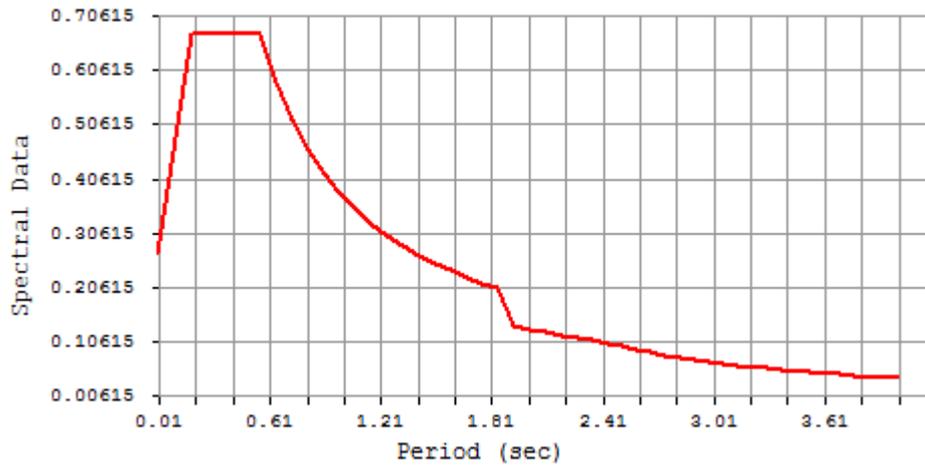
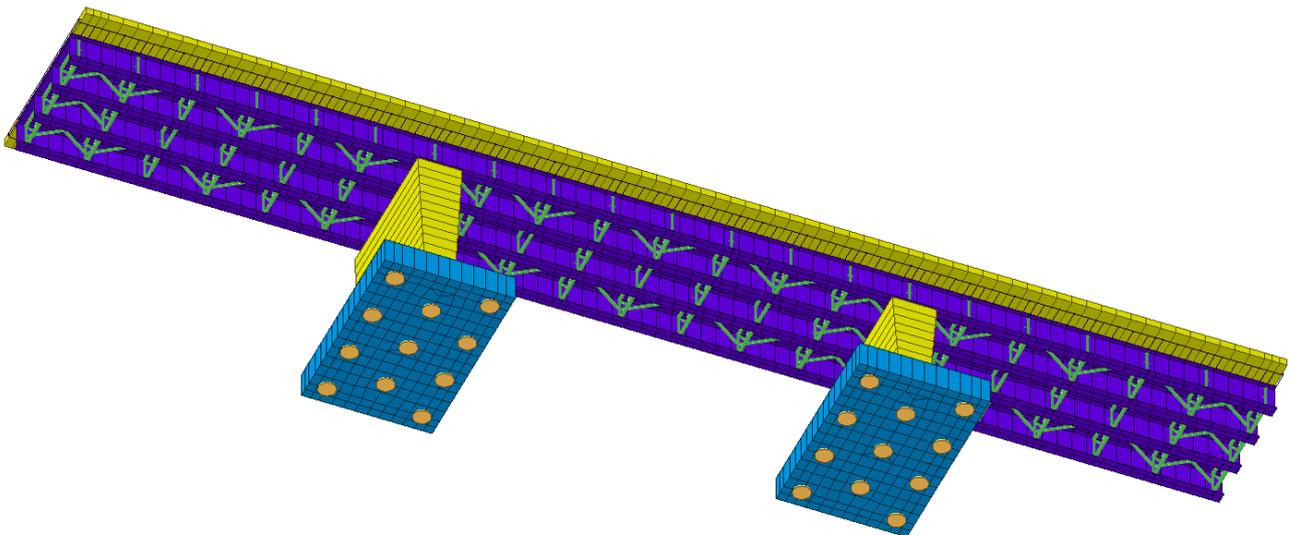


Figura 12: Spettro di progetto SLC

Tutti gli elementi strutturali sono stati descritti come elementi monodimensionali a trave (beam); i plinti di fondazione come elementi bidimensionali a piastra (shell).

I carichi assegnati nei vari punti della struttura sono desunti dall'analisi dei carichi descritta in precedenza.

Il calcolo delle sollecitazioni è stato condotto attraverso il modello tridimensionale agli elementi finiti schematizzato nelle figure seguenti.



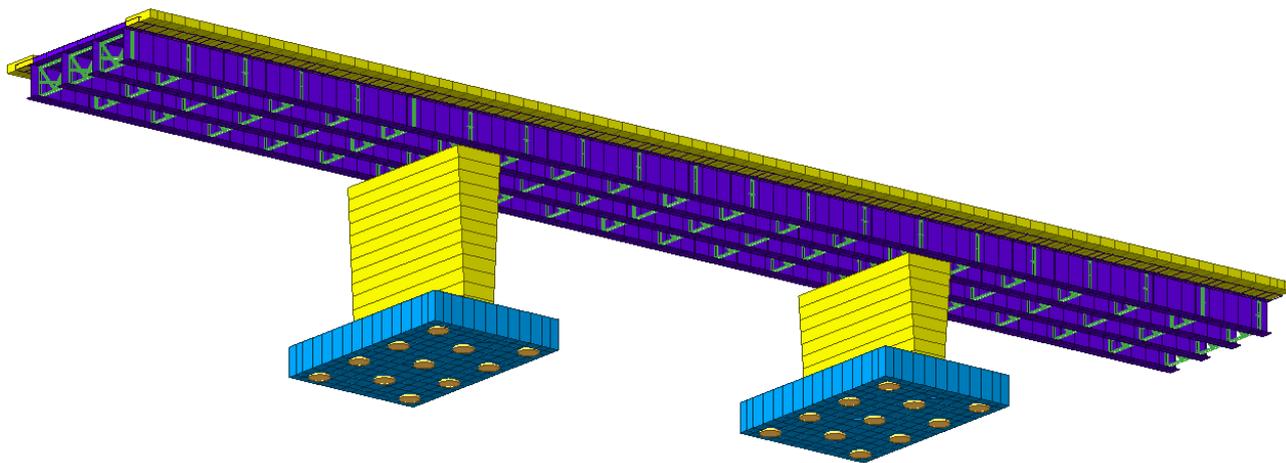


Figura 13: Modellazione tridimensionale Elementi finiti – Vista 3d

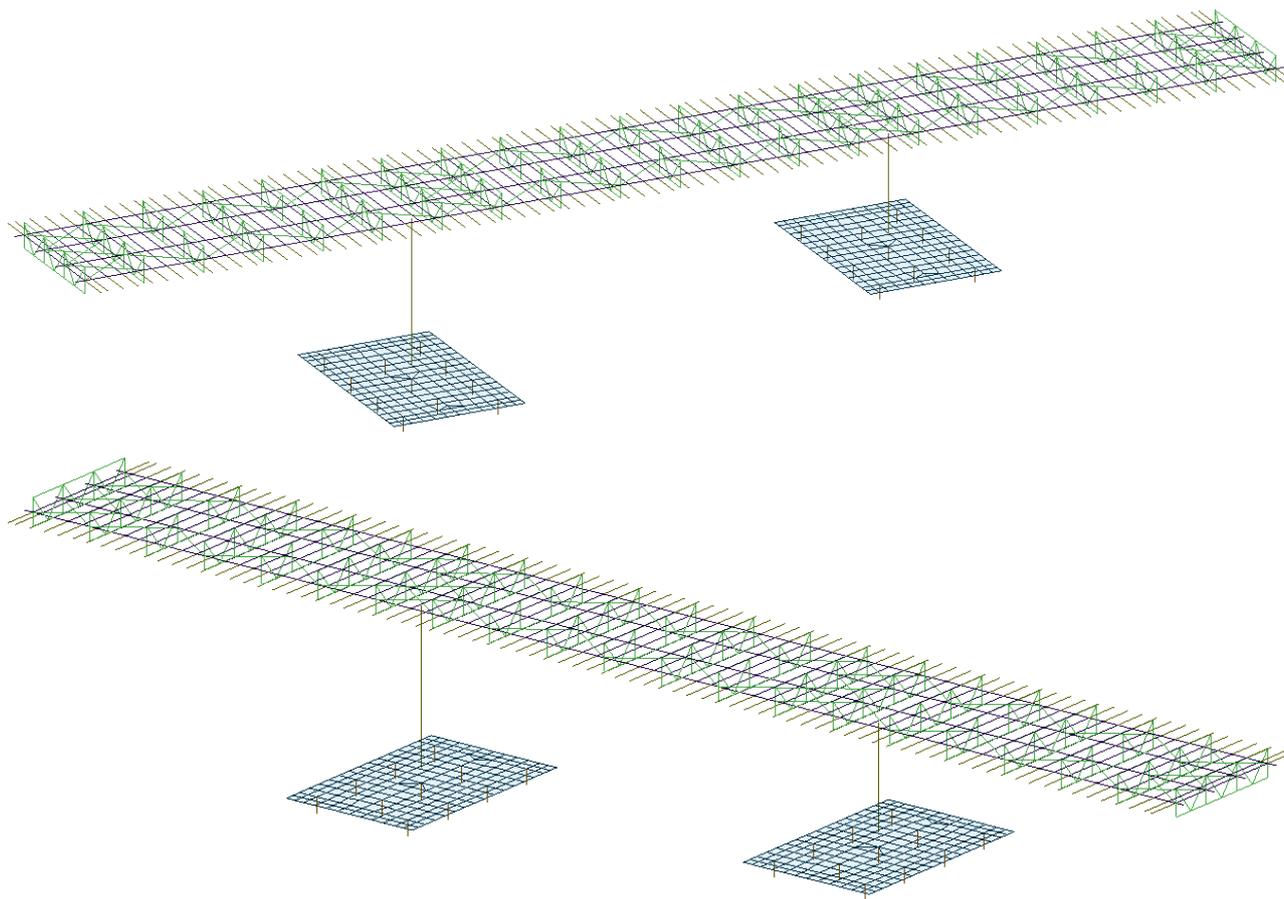


Figura 14: Modellazione tridimensionale Elementi finiti – Vista 3d wireframe

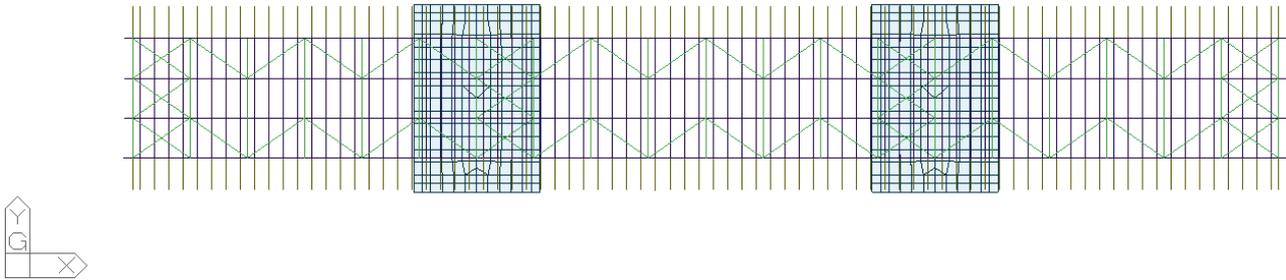


Figura 15: Modellazione tridimensionale Elementi finiti – Vista in pianta

9 ANALISI DEI CARICHI

9.1 Pesi propri (G1)

I carichi permanenti strutturali sono valutati sulla base della geometria degli elementi costituenti la struttura e del peso specifico dei diversi materiali.

9.1.1 Elementi in calcestruzzo

Il peso proprio della struttura è calcolato in base alla geometria degli elementi strutturali e al peso specifico assunto per il cemento armato ($\gamma_{cls}=25\text{kN/m}^3$).

9.1.2 Carpenteria metallica

Il peso proprio della carpenteria metallica è calcolato direttamente dal programma di calcolo in base alla geometria degli elementi strutturali, incrementando il peso specifico dell'acciaio per tenere in conto del peso di elementi quali piastre, bulloni ed irrigidimenti non inseriti nella modellazione. In definitiva il peso per unità di volume dell'acciaio è assunto pari a $\gamma_s = 78.5 \times 1.1 = 86.35 \text{ kN/m}^3$.

9.2 Carichi permanenti (G2)

Sono considerati carichi permanenti non strutturali i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della costruzione. Si riportano di seguito i dati considerati per il calcolo del peso proprio degli elementi non strutturali. Si riportano di seguito i carichi permanenti agenti al metro lineare:

Marciapiedi:	$25 \text{ kN/mc} \times (2.5\text{m} \times 0.15\text{m} + 2.50\text{m} \times 0.15\text{m})$	=	18.75	kN/m
Pavimentazione stradale:	$20 \text{ kN/mc} \times 8.00\text{m} \times 0.12\text{m}$	=	19.20	kN/m
Barriera bordo-ponte	$2 \times 1.50 \text{ kN/m}$	=	3.00	kN/m
Veletta	$2 \times 1.55 \text{ kN/m}$	=	3.10	kN/m

Carichi permanenti totali		=	44.05	kN/m

Per quanto riguarda il peso proprio del terreno sul plinto di fondazione delle pile, questo è stato valutato considerando un peso specifico di 20 kN/m^3 .

9.3 Ritiro e viscosità (ϵ_2)

In accordo con le NTC 2018 la deformazione totale da ritiro è calcolata attraverso la seguente espressione:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$$

- ϵ_{cs} deformazione totale per ritiro
 ϵ_{cd} deformazione per ritiro per essiccamento
 ϵ_{ca} deformazione per ritiro autogeno

Gli effetti del ritiro sono stati valutati a lungo termine, attraverso il calcolo dei coefficienti di ritiro finale $\epsilon_{cs}(t, t_0)$ e di viscosità $\phi(t, t_0)$, come definiti dalle NTC2018 al paragrafo 11.2.10.7.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento $\epsilon_{cd,\infty} = k_h \epsilon_{c0}$ risulta dipendente dalla resistenza caratteristica a compressione, dall'umidità relativa, assunta pari a 75% e dal parametro h_0 pari a:

$$h_0 = 2A_c/u$$

dove:

- A_c = area della sezione di conglomerato;
 u = perimetro della sezione di conglomerato a contatto con l'atmosfera.

Tabella 1 Valori di ϵ_{c0}

Tab. 11.2.Va – Valori di ϵ_{c0}

f_{ck}	Deformazione da ritiro per essiccamento (in ‰)					
	Umidità Relativa (in ‰)					
	20	40	60	80	90	100
20	-0,62	-0,58	-0,49	-0,30	-0,17	+0,00
40	-0,48	-0,46	-0,38	-0,24	-0,13	+0,00
60	-0,38	-0,36	-0,30	-0,19	-0,10	+0,00
80	-0,30	-0,28	-0,24	-0,15	-0,07	+0,00

Tabella 2 Valori di k_h

Tab. 11.2.Vb – Valori di k_h

h_0 (mm)	k_h
100	1,00
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

La deformazione totale del ritiro si può esprimere come:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$$

ϵ_{cs}		deformata per ritiro	
ϵ_{cd}		deformazione per ritiro per essiccamento	
ϵ_{ca}		deformazione per ritiro autogeno	
$\epsilon_{cd,\infty} = k_h * \epsilon_{c0}$		valore medio a tempo infinito	della deformazione per ritiro da essiccamento
R_{ck}	=	37 Mpa	
f_{ck}	=	30.71 Mpa	
ϵ_{c0}	=	-2.68E-04	da Tab. 11.2 Va
A_c	=	3.51 m ²	area della sezione di cls
u	=	11.7 m	perimetro della sezione esposta all'aria
$h_0 = 2 A_c / u =$	=	0.6 m	
k_h	=	0.7 mm	
$\epsilon_{cd,\infty} = k_h * \epsilon_{c0}$	=	-1.88E-04	
$\epsilon_{cd}(t)$	=	$\beta_{ds} (t-t_s) * \epsilon_{cd,\infty}$	
$\beta_{ds} (t-t_s)$	=	$(t-t_s) / [(t-t_s)+0.04*h_0^{3/2}]$	
$(t-t_s)$	=	18250 giorni	
$\beta_{ds} (t-t_s)$	=	0.999998981	
$\epsilon_{ca,\infty} = -2.5 (f_{ck} - 10) 10^{-6}$	=	-5.18E-05	
ϵ_{cs}	=	-2.39E-04	

Il ritiro del calcestruzzo è stato schematizzato attraverso un'azione assiale di trazione che per la trave di bordo risulta pari a $N_r = 2416$ kN

applicata alla sola soletta e una presso-flessione retta ($N_r - M$) applicata alla sezione mista. Nelle medesime condizioni di umidità è stato calcolato il coefficiente di viscosità in accordo con le NTC2018:

Tabella 3 Valori di $\Phi (\infty, t_0)$.

Tab. 11.2.VI – Valori di $\phi (\infty, t_0)$. Atmosfera con umidità relativa di circa il 75%

t_0	$h_0 \leq 75$ mm	$h_0 = 150$ mm	$h_0 = 300$ mm	$h_0 \geq 600$ mm
3 giorni	3,5	3,2	3,0	2,8
7 giorni	2,9	2,7	2,5	2,3
15 giorni	2,6	2,4	2,2	2,1
30 giorni	2,3	2,1	1,9	1,8
≥ 60 giorni	2,0	1,8	1,7	1,6

Tab. 11.2.VII - Valori di $\phi (\infty, t_0)$. Atmosfera con umidità relativa di circa il 55%

t_0	$h_0 \leq 75$ mm	$h_0 = 150$ mm	$h_0 = 300$ mm	$h_0 \geq 600$ mm
3 giorni	4,5	4,0	3,6	3,3
7 giorni	3,7	3,3	3,0	2,8
15 giorni	3,3	3,0	2,7	2,5
30 giorni	2,9	2,6	2,3	2,2
≥ 60 giorni	2,5	2,3	2,1	1,9

I valori dei coefficienti di omogeneizzazione risultano quindi:

Coefficiente di viscosità	Φ_∞	1.6	
Modulo elastico istantaneo	$E_{c0} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	33019	N/mm²
Modulo elastico a tempo infinito	$E_{c\infty} = E_{c0}/(1+\Phi)$	12700	N/mm²
Coefficiente di omogeneizzazione a t=0		6.2	
Coefficiente di omogeneizzazione a t=∞		16.2	

9.4 Variazioni termiche (ϵ_3)

Relativamente alle variazioni termiche sono state considerate le seguenti distorsioni termiche, in seconda fase:

- variazione termica uniforme per gli elementi strutturali in acciaio $\pm 25^\circ\text{C}$ (strutture in acciaio esposte)
- gradiente termico tra soletta e trave metallica $\pm 5^\circ\text{C}$

9.5 Cedimenti vincolari (ϵ_4)

Sono stati considerati cedimenti delle fondazioni pari ad 1/5000 della luce media relativa ad ogni pila:

Pile: 0.7cm

9.6 Carichi accidentali mobili Q1

Si prendono in esame nel presente paragrafo le azioni variabili da traffico. I carichi accidentali mobili presi in considerazione sono quelli indicati dalla normativa per ponti di prima categoria. Tali azioni, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dai seguenti schemi di carico convenzionali e disposte su corsie convenzionali. In particolare, lo Schema di Carico 1 è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato nella Figura riportata di seguito. Questo schema si assume a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

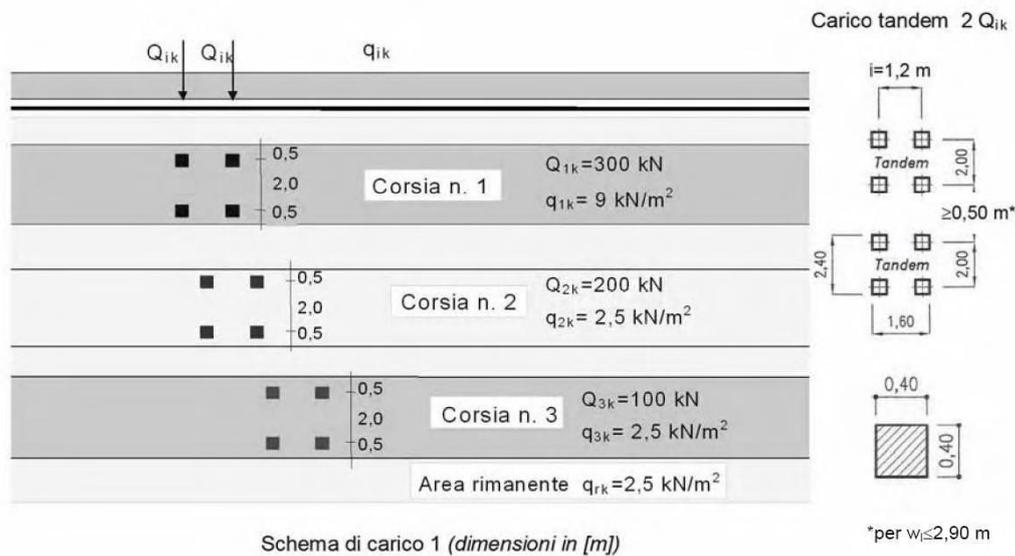


Figura 16: Schema di carico 1 per la definizione delle azioni variabili da traffico - carichi Q_{ik} e q_{ik}

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

Figura 17: Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo dei ponti di prima categoria è quello massimo compatibile con la larghezza della carreggiata, comprese le eventuali banchine di rispetto e per sosta di emergenza, nonché gli eventuali marciapiedi non protetti e di altezza inferiore a 20 cm, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna colonna in 3,00 m.

Larghezza di carreggiata "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40$ m	$n_1 = 1$	3,00	(w-3,00)
$5,4 \leq w < 6,0$ m	$n_1 = 2$	w/2	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_1 = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_1)$

Figura 18: Numero e larghezza delle corsie

In accordo con la Tabella sopra riportata, per l'impalcato in esame la larghezza della carreggiata (8,00 m) è compatibile con 2 colonne di carico:

- colonna di carico sulla Corsia n.1 costituita da un mezzo Q_{1k} (600 kN) e carico q_{1k} (9.0 kN/m²).
- colonna di carico sulla Corsia n.2 costituita da un mezzo Q_{2k} (400 kN) e carico q_{2k} (2.50 kN/m²).

Si riporta di seguito lo schema delle colonne di carico sull'impalcato.

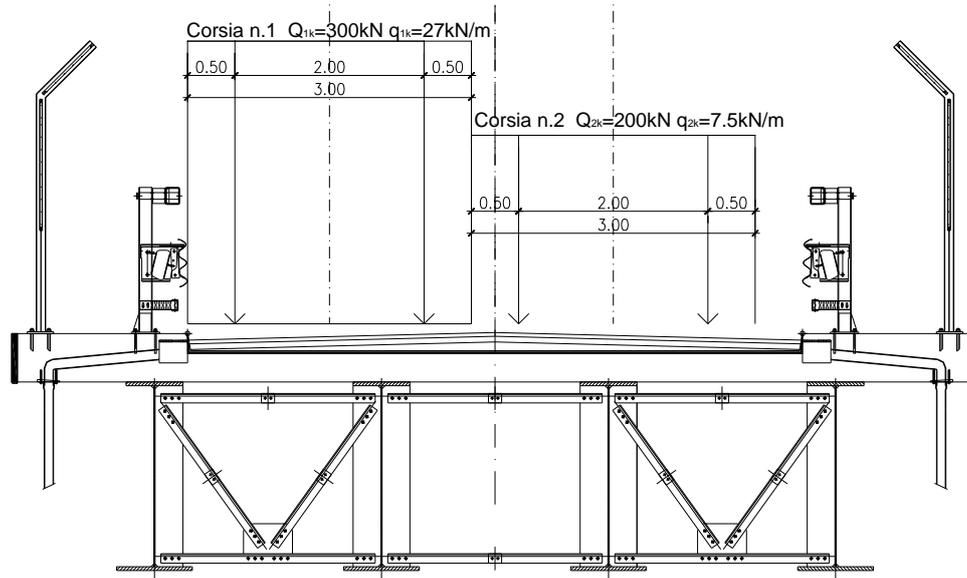


Figura 19: Disposizione delle colonne di carico sull'impalcato

Risulta pertanto:

1. Eccentricità prima colonna: 2,5 m
2. Eccentricità seconda colonna: 0,5 m

9.7 Incremento dinamico in presenza di discontinuità' strutturali Q2

I carichi mobili sopra valutati includono gli effetti dinamici per pavimentazioni di media rugosità. Non si registrano, nel caso in esame, casi particolari che rendano necessario considerare un coefficiente dinamico addizionale Q_2 .

9.8 AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO Q3

La forza di frenamento o di accelerazione Q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale, per i ponti di prima categoria, a:

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

essendo w_1 la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata. Risulta pertanto nel caso in esame:

$$q_{3,1} = 0,6 \cdot 2Q_{1k} + (0,10) q_{1k} \cdot w_1 \cdot L = 0,6 \cdot 2 \cdot 300 + (0,1) \cdot 9,00 \cdot 3 \cdot 80 = 603 \text{ kN}$$

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

9.9 AZIONE CENTRIFUGA Q_4

L'azione centrifuga corrispondente ad ogni colonna di carico risulta funzione dei raggi di curvatura come mostrato nel prospetto seguente:

Raggio di curvatura R (m)	Q_4 (kN)
$R > 200$	$0,2 \cdot Q_v$
$200 \leq R < 1500$	$40 \cdot Q_v / R$
$R \geq 1500$	0
$Q_v = \sum Q_{ik} =$ carico totale degli assi tandem dello schema di carico 1.	

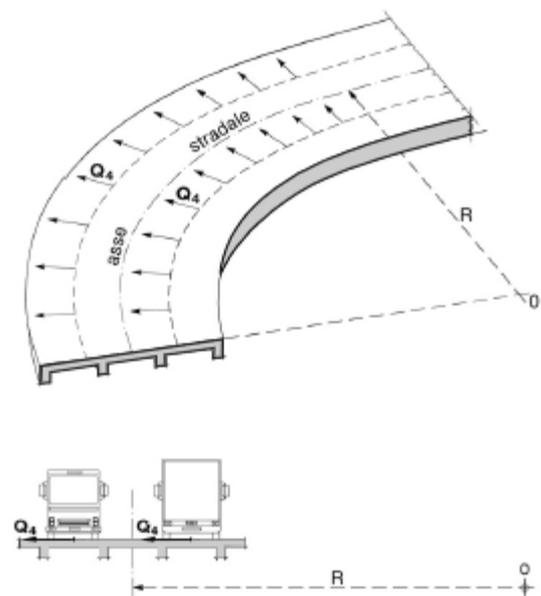


Figura 20: Valori caratteristici delle forze centrifughe - Tabella 5.1.III del D.M. 17 gennaio 2018

Il carico concentrato Q_4 , applicato a livello della pavimentazione, agisce in direzione normale all'asse del ponte.

Il cavalcferrovia in esame si sviluppa quasi interamente in rettilineo (raggio di curvatura tendente all'infinito) e la forza centrifuga risulta pertanto nulla.

9.10 Azione del vento (q5)

A seguire il calcolo dell'azione del vento, eseguito in accordo con quanto prescritto nelle NTC2018.

Il vento agente trasversalmente all'opera, oltre ad interessare la stessa, agisce sulla sagoma longitudinale dei carichi transitanti.

DEFINIZIONE DEI DATI

zona:

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria
 (esclusa la provincia di Reggio Calabria)



Classe di rugosità del terreno:

C) Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D. Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati.

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinchè una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

Nelle fasce entro i 40km dalla costa delle zone 1,2,3,4,5 e 6 la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

a_s (altitudine sul livello del mare della costruzione):

0 [m]

Distanza dalla costa

2 [km]

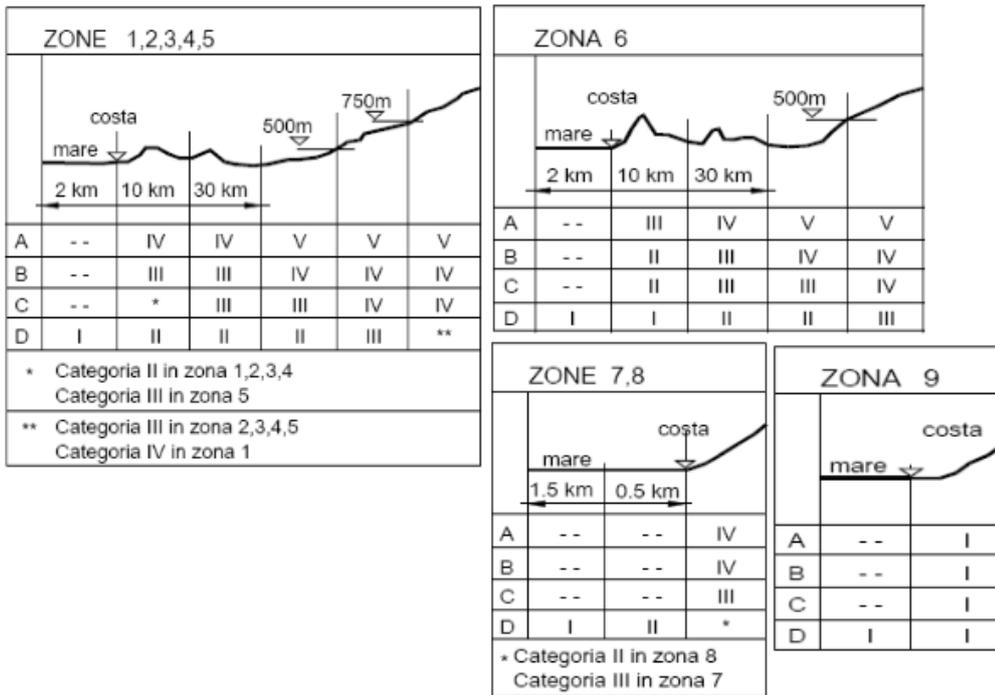
T_R (Tempo di ritorno):

50 [anni]

Categoria di esposizione

II

Categoria di esposizione



CALCOLO VELOCITA' DI RIFERIMENTO DEL VENTO §3.3.2.

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s	C_a
3	27	500	0.37	1.000

$$v_b = v_{b,0} * c_a$$

ca = 1 per $a_s \leq a_0$
ca = $1 + k_s (a_s/a_0 - 1)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m

v_b (velocità base di riferimento) 27.00 m/s

$$v_r = v_b * c_r$$

Cr coefficiente di ritorno 1.00
 v_r (velocità di riferimento) 27.02 m/s

PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO §3.3.6.

q_r (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
 $q_r = 1/2 * \rho * v_r^2$ ($\rho = 1,25$ kg/m³)
Pressione cinetica di riferimento q_r 456.29 [N/m²]

CALCOLO DEI COEFFICIENTI

Coefficiente dinamico §3.3.8

C_d	1.00
-------	------

Coefficiente Topografico (Orografico)

Il coefficiente topografico si assume di norma uguale ad 1, sia per zone pianeggianti, ondulate, collinose e montane. Nel caso di costruzioni che sorgono presso la sommità di colline o pendii isolati si procede nel modo seguente:

Il coefficiente topografico vale: c_t **1.00**

Coefficiente di esposizione [§3.3.7]

Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito (e quindi dalla classe di rugosità del terreno) ove sorge la costruzione; per altezze non maggiori di $z=200m$ valgono le seguenti espressioni

$$c_e(z) = k_f^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

k_f	z_0 [m]	z_{min} [m]
0.19	0.05	4.00

Coefficiente di esposizione minimo	$c_{e,min}$	1.80	$z < 4.00$
Coefficiente di esposizione alla gronda	$c_{e,gronda}$	2.62	$z = 15.00$
Coefficiente di esposizione al colmo	$c_{e,colmo}$	2.62	$z = 15.00$

Pressione del vento

$$p = q_b \cdot c_d \cdot c_t \cdot c_e \cdot c_p = 456.3 \times 1 \times 1 \times 2.62 \times 1 = \mathbf{1.196 \text{ kN/m}^2}$$

dove

- q_b è la pressione cinetica di riferimento;
- $c_d = 1$ è il coefficiente dinamico;
- $c_t = 1$ è il coefficiente topografico;
- c_e è il coefficiente di esposizione;
- $c_p = 1$ è il coefficiente di forma.

L'azione del vento viene assimilata a un carico orizzontale statico con direzione perpendicolare all'asse del ponte. Tale azione agisce sulla proiezione nel piano verticale delle superfici degli elementi strutturali del ponte direttamente investite e su una parete rettangolare continua verticale alta 3,00 m, che convenzionalmente rappresenta i carichi che transitano sul ponte, come mostrato nella Figura riportata di seguito.

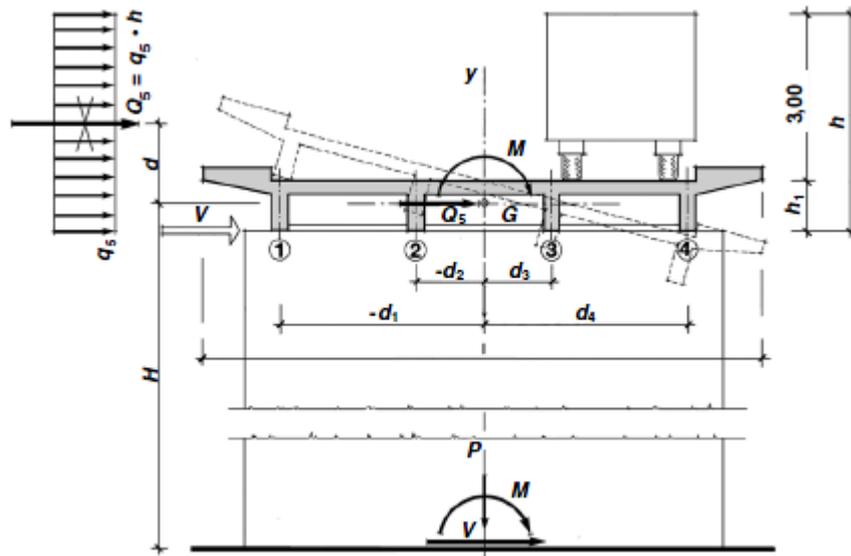


Figura 21: Direzione dell'azione del vento sul ponte

Vento trasmesso dall'impalcato a ponte carico

Il carico trasversale, per unità di lunghezza, è pari a:

$$q_{\text{vento1}} = (H_{\text{trave-max}} + H_{\text{soletta}}) \cdot p = (2.0 + 0.30) \cdot 1.2 = 2.80 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{vento2}} = (H_{\text{carico}}) \cdot p = (3.00) \cdot 1.2 = 3.60 \text{ kN/m}$$

dove:

- q_{vento1} è il carico trasversale dovuto al vento sull'impalcato;
- q_{vento2} è il carico trasversale dovuto al vento sulla superficie trasversale dei carichi transitori, che da normativa si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3m a partire dal piano stradale.

Vento trasmesso dall'impalcato a ponte scarico

Il carico trasversale, per unità di lunghezza, è pari a:

$$q_{\text{vento1}} = (H_{\text{trave}} + H_{\text{soletta}} + H_{\text{barriera}}) \cdot p = 5.75 \cdot 1.2 = 6.90 \text{ kN/m}$$

dove:

q_{vento1} è il carico trasversale dovuto al vento sull'impalcato e sulla barriera di protezione

9.11 Azioni sismiche (q6)

Nel seguente paragrafo si riporta la descrizione e la valutazione dell'azione sismica secondo le specifiche delle NTC2018.

L'azione sismica è descritta mediante spettri di risposta elastici e di progetto.

L'espressione analitica dello spettro di risposta elastico in termini di accelerazione orizzontale è la seguente

$$0 \leq T \leq T_B \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T \leq T_D \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T} \right)$$

In cui:

$$S = S_s \cdot S_T,$$

S_s : coefficiente di amplificazione stratigrafico;

S_T : è il coefficiente di amplificazione topografica.

η : fattore che tiene conto di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente; ξ , espresso in punti percentuali diverso da 5 ($\eta=1$ per $\xi=5$):

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55$$

F_0 : è il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

a_g : accelerazione massima al suolo;

T: periodo di vibrazione dell'oscillatore semplice;

T_B, T_C, T_D: periodi che separano i diversi rami dello spettro, e che sono pari a:

$$T_C = C_C \cdot T^*_C$$

$$T_B = \frac{T_C}{3}$$

$$T_D = 4.0 + \frac{a_g}{g} + 1.6$$

In cui :

C_c : è un coefficiente che tiene conto della categoria del terreno;

T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

L'espressione analitica dello spettro di risposta elastico in termini di accelerazione verticale è la seguente

$$0 \leq T \leq T_B \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T \leq T_D \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T} \right)$$

nelle quali:

S = SS x ST: con SS pari sempre a 1

η : fattore che tiene conto di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente;

ξ , espresso in punti percentuali diverso da 5 ($\eta=1$ per $\xi=5$):

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55 ;$$

T: periodo di vibrazione dell'oscillatore semplice;

TB, TC, TD: periodi che separano i diversi rami dello spettro, e che sono pari a:

$$T_C = 0.05 ; \quad T_B = 0.15 ; \quad T_D = 1.0 ; \quad F_v = 1.35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0.5}$$

9.12 URTI DA TRAFFICO FERROVIARIO Q7

Nel presente paragrafo si riportano i criteri di verifica delle sottostrutture in presenza dell'azione eccezionale legata agli urti da traffico ferroviario sulle pile del cavalcaferrovia in esame.

All'occorrenza di un deragliamento può infatti verificarsi il rischio di collisione fra i veicoli deragliati e le strutture adiacenti la ferrovia. Queste ultime dovranno essere progettate in modo da resistere alle azioni conseguenti ad una tale evenienza.

Dette azioni devono determinarsi sulla base di una specifica analisi di rischio, tenendo conto della presenza di eventuali elementi protettivi o sacrificali (respingenti) ovvero di condizioni di impianto che possano ridurre il rischio di accadimento dell'evento (marciapiedi, controrotaie, ecc.).

In mancanza di specifiche analisi di rischio, in accordo con NTC2018 §3.6.3.4, possono assumersi le seguenti azioni statiche equivalenti, in funzione della distanza d degli elementi esposti dall'asse del binario:

1. $5 \text{ m} < d \leq 15 \text{ m}$:
 - 2000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
 - 750 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari.
2. $d > 15 \text{ m}$:
 - Pari a zero in entrambe le direzioni.

Queste forze dovranno essere applicate a 1,80 m dal piano del ferro e non dovranno essere considerate agenti simultaneamente.

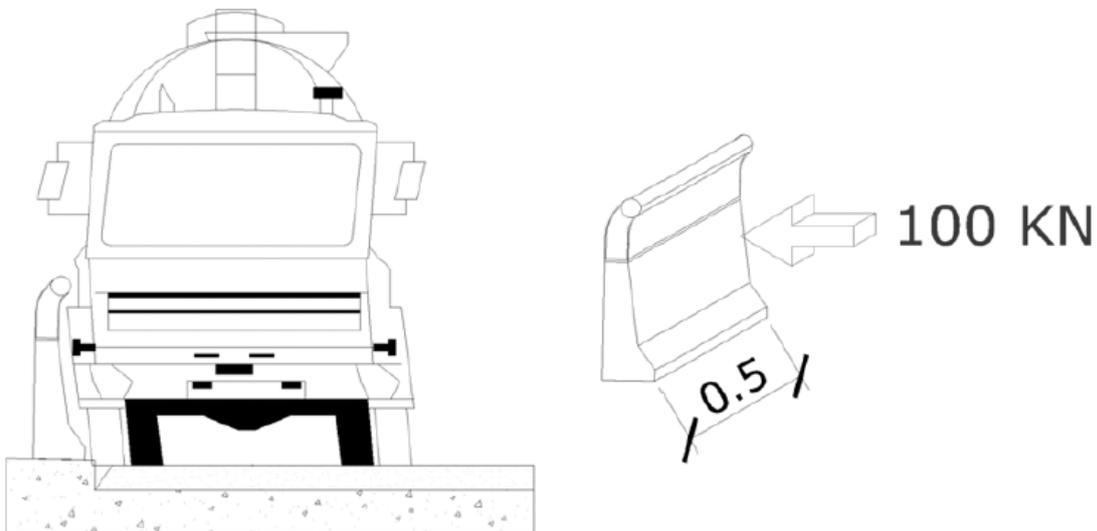
9.13 URTI ACCIDENTALI Q8

Per tener conto delle forze causate da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza (§ 3.6.3.3.2 – NTC) si è considerata una forza orizzontale equivalente di collisione di 100 KN. Essa è stata considerata agente trasversalmente ed orizzontalmente 1,0 m sopra il livello del piano di marcia e applicata su una linea lunga 0,5 m in corrispondenza dell'inizio dei cordoli.

Ne consegue che sulla soletta viene trasmesso un momento torcente di calcolo pari a

$$M_{t,d} = 100 \times 1 \times 0,5 = 50 \text{ KN m.}$$

Questo momento torcente è stato associato allo schema 2 dei carichi da traffico e quindi per ogni appoggio è stato disposto il momento in prossimità dell'inizio del cordolo con adiacente il pneumatico.



L'altezza dei parapetti (§ 5.1.3.10 – NTC) non deve essere inferiore a 1,10 m. I parapetti sono calcolati in base ad un'azione orizzontale di 1,5 KN/m applicata al corrimano.

10 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini delle verifiche degli stati limite si è fatto riferimento alle seguenti combinazioni delle azioni:

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

Per le combinazioni di carico si è fatto riferimento al paragrafo 5.1.3.14 delle NTC18.

Si riporta la Tabella 5.1.V delle NTC18 dei coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico SLU:

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

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolge i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

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

⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Tabella 4 Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Si riporta la Tabella 5.1.VI delle NTC18 in cui sono espressi i coefficienti di combinazione delle azioni:

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	–	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Tabella 5 Coefficienti di combinazione per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Nella combinazione sismica le azioni indotte dal traffico dei mezzi sono combinate con un coefficiente $\psi_2 = 0.2$ (paragrafo 5.1.3.12 del DM 17/01/2018) coerentemente con l'aliquota di massa afferente ai carichi da traffico. Si riportano di seguito le combinazioni delle azioni maggiormente significative per la determinazione delle sollecitazioni più gravose.

		g1+g2	ε2	ε3	q1	q3	q4	q5	q6	q7
SLE	SLE (QP)	1	1	0.5	0	0	0	0	0	0
	SLE (FR)	1	1	0.5	0.75 Q _{ik} 0.4 q _{ik} 0.75 q _{folla}	0	0	0	0	0
	SLE 1 (FR)	1	1	0.5	0.75 Q _{ik} 0.4 q _{ik} 0.75 q _{folla}	0.75	0	0	0	0
	SLE 1 (RARA)	1	1	0.6	1 Q _{ik} 1 q _{ik} 1 q _{folla}	0	0	0.6	0	0
	SLE 2 (RARA)	1	1	0.6	1 Q _{ik} 1 q _{ik} 1 q _{folla}	0	0	0.8	0	0
	SLE 3 (RARA)	1	1	0.6	1 Q _{ik} 1 q _{ik} 1 q _{folla}	0.75	0	0.6	0	0
	SLE 4 (RARA)	1	1	0.6	1 Q _{ik} 1 q _{ik} 1 q _{folla}	0.75	0	0.8	0	0
SLU (STR)	STR1	1.35	1.2	1.2·0.6	0	0	0	1.5	0	1.35·0.75
	STR2	1.35	1.2	1.2·0.6	1.35	0	0	0.9	0	1.35·0.75
	STR3	1.35	1.2	1.2·0.6	1.35·0.75 Q _{ik} 1.35·0.40 q _{ik} 1.35·0.75 q _{folla}	1.5	0	0.9	0	1.35·0.75
	STR4	1.35	1.2	1.2·0.6	1.35·0.75 Q _{ik} 1.35·0.40 q _{ik} 1.35·0.75 q _{folla}	0	1.5	0.9	0	1.35·0.75
SLV	Sisma (SLV)	1	1	0.5	0.2	0	0	0	±1	0

Tabella 6: Combinazioni di carico.

Per le combinazioni sismiche è stato considerato lo stato limite di salvaguardia “SLV” che comprende tre combinazioni in cui il sisma nelle tre direzioni (longitudinale, trasversale e verticale) è combinato come segue.

$$E_l+0.3E_t\pm 0.3E_v; \quad 0.3E_l+E_t\pm 0.3E_v; \quad 0.3E_l+0.3E_t\pm E_v.$$

Le azioni combinate considerate sono dunque le seguenti:

- G₁: peso proprio degli elementi strutturali;
- G₂: carichi permanenti portati;
- ε₂: ritiro e viscosità della soletta;
- ε₃: variazioni termiche uniformi e differenziali;
- Q₁: carichi mobili;
- Q₃: azione longitudinale di frenamento;
- Q₄: azione centrifuga;
- Q₅: azione trasversale del vento;
- Q₆: azioni sismiche;
- Q₇: urti da traffico ferroviario
- Q₉: resistenze parassite dei vincoli

Per lo svolgimento delle verifiche della portanza dei pali, in accordo con la normativa vigente, si applicano i coefficienti parziali di sicurezza alle azioni, ai materiali e alla resistenza del terreno, come di seguito esplicitato:

Approccio 2

Combinazione1: A1+M1+R3

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

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

Figura 22: Valori dei coefficienti parziali per le azioni

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Figura 23: Valori dei coefficienti parziali per i parametri del terreno

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

* da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

Figura 24: Valori dei coefficienti parziali per le resistenze

11 CRITERI DI VERIFICA

Si espongono di seguito i criteri di verifica adottati per le verifiche degli elementi strutturali.

11.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature, sono suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato dalla Tab. 4.1.III delle NTC2018:

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

11.1.1 Verifiche a fessurazione

Le verifiche a fessurazione sono eseguite adottando i criteri definiti nel paragrafo 4.1.2.2.4.4 del DM 17.1.2018, tenendo inoltre conto delle ulteriori prescrizioni riportate nel “Manuale di progettazione delle opere civili” – par.2.6.2, relative alla progettazione di cavalcavia sulla sede ferroviaria.

Con riferimento alle classi di esposizione delle varie parti della struttura (si veda il paragrafo relativo alle caratteristiche dei materiali impiegati), alle corrispondenti condizioni ambientali ed alla sensibilità delle armature alla corrosione (armature sensibili per gli acciai da precompresso; poco sensibili per gli acciai ordinari), si individua lo stato limite di fessurazione per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture nella Tabella 4.1.IV del DM 17.1.2018:

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Nella Tabella sopra riportata, $w_1=0.2\text{mm}$, $w_2=0.3\text{mm}$; $w_3=0.4\text{mm}$.

Più restrittivi risultano i limiti di apertura delle fessure riportati nel “Manuale di progettazione delle opere civili”. L’apertura convenzionale delle fessure, calcolata con la combinazione SLE frequente, deve risultare:

- a) $\delta_f \leq w_1$ per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.2 del DM 17.01.2018, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture;
- b) $\delta_f \leq w_2$ per strutture in condizioni ambientali ordinarie secondo il citato paragrafo del DM 17.01.2018.

Risulta:

- Stato limite di fessurazione: $w_d \leq w_1 = 0.2$ mm - combinazione frequente.

11.1.2 Verifiche delle tensioni di esercizio

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si verifica che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti, di seguito riportati.

Le prescrizioni riportate di seguito fanno riferimento al par. 4.1.2.2.5.1 del DM 17.1.18.

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

$\sigma_c < 0,60 f_{ck}$ per combinazione caratteristica (rara)

$\sigma_c < 0,45 f_{ck}$ per combinazione quasi permanente.

Per l'acciaio ordinario, la tensione massima σ_s per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$\sigma_s < 0,80 f_{yk}$

dove f_{yk} per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

11.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

11.2.1 Sollecitazioni flettenti

La verifica agli SLU è stata realizzata attraverso il calcolo dei domini di interazione N-M, ovvero il luogo dei punti rappresentativi di sollecitazioni che portano in crisi la sezione di verifica secondo i criteri di resistenza da normativa.

Nel calcolo dei domini sono state mantenute le consuete ipotesi, tra cui:

- conservazione delle sezioni piane;

- legame costitutivo del calcestruzzo parabola-rettangolo non reagente a trazione, con plateau ad una deformazione pari a 0.002 e a rottura pari a 0.0035 ($\sigma_{max} = 0.85 \times 0.83 \times R_{ck} / 1.5$);
- legame costitutivo dell'armatura d'acciaio elastico-perfettamente plastico con deformazione limite di rottura a 0.01 ($\sigma_{max} = f_{yk} / 1.15$)

11.2.2 Sollecitazioni taglianti

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi sprovvisti di specifica armatura è stata calcolata sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

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

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

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

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

dove:

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

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \times d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

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

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq ctg\theta \leq 2.5$$

La verifica di resistenza (SLU) è soddisfatta se è verificata la seguente relazione:

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

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

La resistenza di calcolo a “taglio trazione” dell’armatura trasversale è stata calcolata con la seguente relazione:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha$$

La resistenza di calcolo a “taglio compressione” del calcestruzzo d’anima è stata calcolata con la seguente relazione:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

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

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

In cui:

- d è l’altezza utile della sezione;
- b_w è la larghezza minima della sezione;
- s_{cp} è la tensione media di compressione della sezione;
- A_{sw} è l’area dell’armatura trasversale;
- S è interasse tra due armature trasversali consecutive;
- α è l’angolo di inclinazione dell’armatura trasversale rispetto all’asse della trave;
- f'_{cd} è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d’anima ($f'_{cd}=0.5f_{cd}$);
- α è un coefficiente maggiorativo par ad 1 per membrature non compresse.

11.3 VERIFICHE GEOTECNICHE

Conformemente con quanto prescritto nel par. 6.4.3.1 delle NTC18, le verifiche geotecniche devono essere effettuate con riferimento ai seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO):

- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
- collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione.

Le verifiche a carico limite verticale dei pali vengono svolte secondo la metodologia degli stati limite ultimi, in accordo alla normativa vigente.

La verifica della capacità portante dei pali, per carichi verticali, è soddisfatta se:

$$F_{cd} < R_{cd}$$

essendo:

$$R_{cd} = R_k / \gamma_R$$

dove:

F_{cd} = carico assiale di compressione di progetto;

R_{cd} = capacità portante di progetto nei confronti dei carichi assiali;

R_k = valore caratteristico della capacità portante limite del palo.

In particolare, in accordo con le NTC18 (cfr. §6.4.3.1.1), le verifiche di capacità portante dei pali agli stati limite ultimi (SLU) vengono condotte con riferimento all'Approccio 2 con la Combinazione 1 (A1 + M1 + R3), mediante il confronto dei massimi valori di sforzo normale sui pali, di compressione e di trazione, con le curve di capacità portante relative. Il soddisfacimento della verifica consente la determinazione della lunghezza dei pali.

In aggiunta alle verifiche di portanza richieste dalle NTC18, è stata verificata la seguente relazione, in accordo con il par. 2.5.1.9.3 del 'Manuale di progettazione delle opere civili' - RFI DTC SI MA IFS 001 A:

$$R_{c,cal,LAT}/1,25 > N_{ag}$$

dove $R_{c,cal,LAT}$ è la resistenza laterale di calcolo e N_{ag} è il carico agente sul palo determinato per la combinazione caratteristica (rara) impiegata per le verifiche agli stati limiti di esercizio (SLE).

Per quanto riguarda la verifica a carico limite orizzontale dei pali, questa è stata condotta tramite il metodo di Broms, 1964, secondo il quale, per pali lunghi (ipotesi che si configura per tutti i pali in esame), in terreni incoerenti sotto falda, non liberi di ruotare in testa, vale la seguente formulazione:

$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

in cui:

H = carico limite orizzontale del palo

K_p = coefficiente di spinta passiva

D = diametro del palo

L = lunghezza del palo

M_y = momento di plasticizzazione del palo

Il valore di H, ridotto per i coefficienti di normativa come riportato di seguito, dovrà essere confrontato con il massimo valore agente in testa palo dalle combinazioni SLU-SLV (V_{pd}):

$$H \lim = \frac{H}{\xi \cdot \gamma_T} \geq V_{pd}$$

Con ξ funzione del numero di verticali indagate per l'opera in esame e γ_T secondo l'approccio considerato.

In analogia con il carico limite verticale, per il carico limite orizzontale si considera il coefficiente γ_T pari a 1.3.

12 ANALISI DEI RISULTATI: SOLLECITAZIONI E VERIFICA PILE

Si riportano a seguire i risultati delle analisi condotte, ottenuti sulla pila più sollecitata del cavalcaferrovia in esame (H=9.60m).

12.1 SOLLECITAZIONI AGENTI ELEVAZIONE

Si riportano a seguire le sollecitazioni agenti sulla pila più sollecitata in forma tabellare, dedotte dal modello di calcolo descritto in precedenza.

Le sezioni di calcolo delle sollecitazioni agenti sulle pile (sezione di base) sono segnalate di seguito:

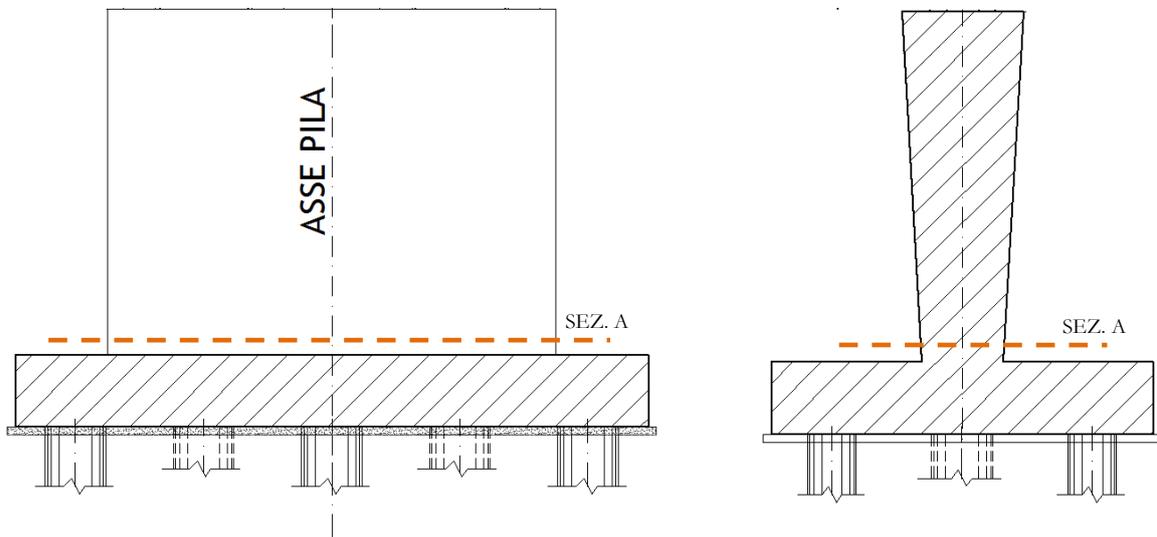


Figura 25: Identificazione delle sezioni di calcolo

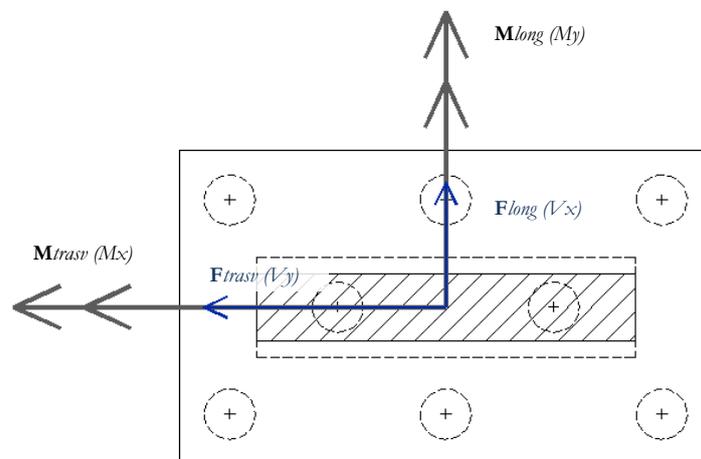


Figura 26: Indicazione delle direzioni di azione delle sollecitazioni sulla pila

In tabella sono riportate le sollecitazioni che interessano la pila più sollecitata secondo gli involuppi delle varie combinazioni considerate; nella figura precedente sono specificate le direzioni di azione delle sollecitazioni:

Combinazione	N (kN)	Mx (kN*m)	My (kN*m)	Vy (kN)	Vx (kN)
SLE_Rara_26(max)	-15044.59	297.69	2179.58	61.54	66.07
SLE_Rara_26(min)	-16232.32	260.55	-364.74	58.21	62.32
SLE_Rara_26(all)	-16232.32	297.69	2179.58	61.54	66.07
SLU_Inviluppo_No Sis(max)	-20310.19	2720.42	3145.26	149.48	328.74
SLU_Inviluppo_No Sis(min)	-21927.47	-94.88	-645.96	71.36	-9.05
SLU_Inviluppo_No Sis(all)	-21927.47	2720.42	3145.26	149.48	328.74
SLU_Inviluppo_SISMA(max)	-14980.08	16093.68	4756.73	460.56	2292.11
SLU_Inviluppo_SISMA(min)	-15224.06	-16193.35	-4777.91	-460.20	-2301.45
SLU_Inviluppo_SISMA(all)	-15224.06	-16193.35	-4777.91	460.56	-2301.45
ECCEZ.1-urto_long.	-15102.06	-3522.54	-10.59	0.18	-753.63
ECCEZ.2-urto_trasv.	-15102.07	-49.84	-9290.47	-1999.45	-4.67

Figura 27: Inviluppo sollecitazioni alla base

12.2 SOLLECITAZIONI AGENTI FONDAZIONE

Di seguito si riportano le massime sollecitazioni agenti sulla fondazione della pila più sollecitata in termini di sollecitazioni flettenti per le condizioni di carico dimensionanti. I contour plots dei momenti sono relativi all'armatura trasversale rispetto all'asse della strada (momento M_{yy} riferimento globale) e longitudinale (momento M_{xx} riferimento globale).

Momento flettente – Involuppo SLU sismiche/statiche

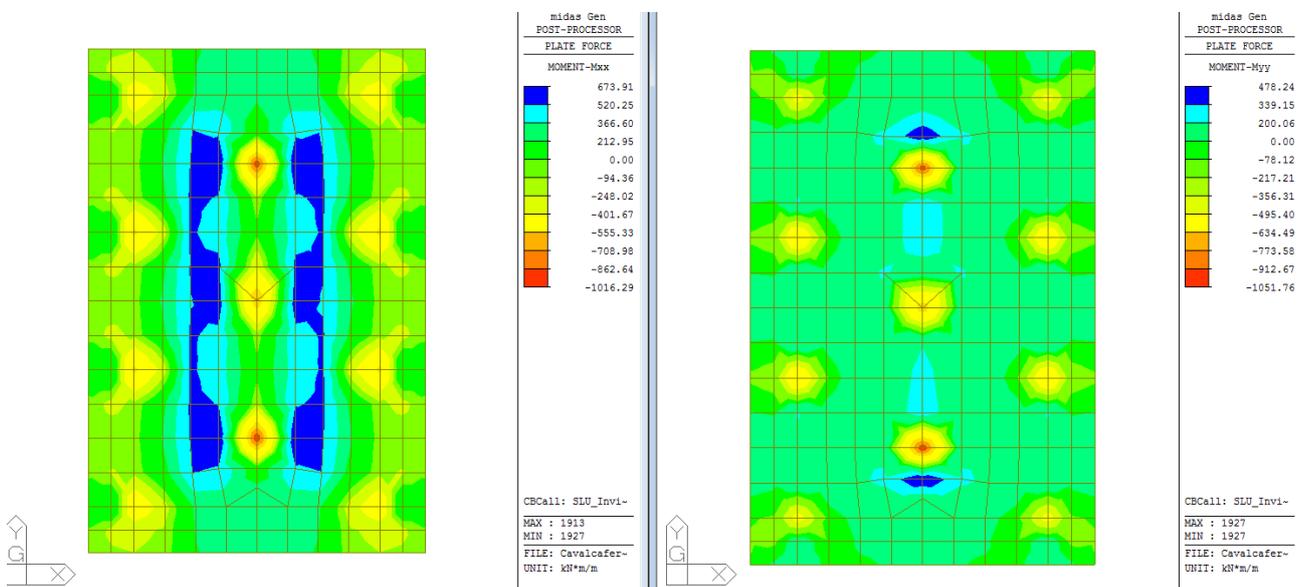


Figura 28 Comb. SISMA: – Involuppo Momenti flettenti

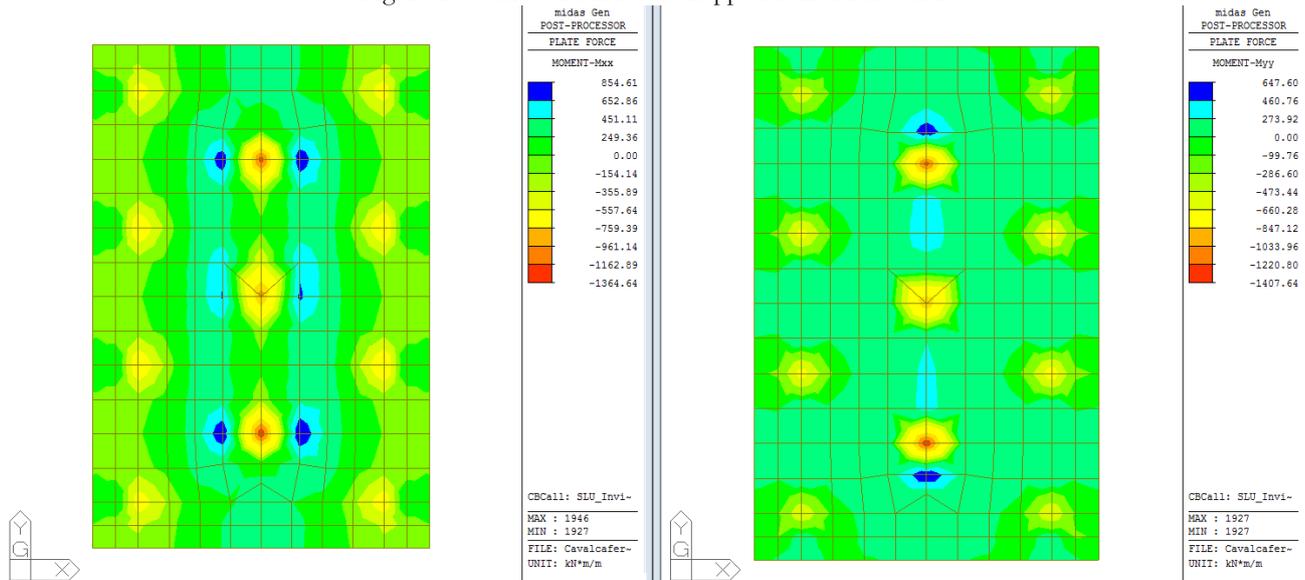


Figura 29 Comb. SLU statiche: – Involuppo Momenti flettenti

12.3 SOLLECITAZIONI AGENTI PALI DI FONDAZIONE

Di seguito si riportano, in forma tabellare, le sollecitazioni in testa ai pali di fondazione delle pile, in termini di sforzo normale, di taglio e di momento flettente nelle due direzioni principali, per le combinazioni di carico dimensionanti, dedotte dal modello di calcolo descritto in precedenza:

Id.Nodo	Comb.di carico	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)
3156	SLE_Rara_26(max)	6.09	0.41	1134.12	-84.88	-478.44
3165	SLE_Rara_26(max)	-11.94	-1.37	1150.28	-86.83	515.14
3174	SLE_Rara_26(max)	8.64	2.83	1517.64	-12.38	-528.59
3183	SLE_Rara_26(max)	-18.05	2.38	1548.78	-12.44	566.11
3192	SLE_Rara_26(max)	8.97	2.54	1544.46	6.29	-543.16
3201	SLE_Rara_26(max)	-18.44	2.91	1575.62	6.41	580.96
3210	SLE_Rara_26(max)	8.33	3.96	1181.49	88.86	-508.44
3219	SLE_Rara_26(max)	-14.31	5.71	1197.71	90.80	545.73
3228	SLE_Rara_26(max)	-9.51	9.17	4342.63	-6.93	-24.07
3237	SLE_Rara_26(max)	-9.49	24.69	4212.52	364.11	-25.29
3246	SLE_Rara_26(max)	-9.65	9.46	4538.32	-5.88	-24.19
3156	SLU_Inviluppo_No Sis(max)	13.27	4.72	1546.58	-104.91	-638.63
3165	SLU_Inviluppo_No Sis(max)	-10.38	1.25	1610.83	-115.26	699.50
3174	SLU_Inviluppo_No Sis(max)	19.34	8.09	2074.97	-15.37	-709.09
3183	SLU_Inviluppo_No Sis(max)	-16.71	6.95	2207.26	-15.74	769.12
3192	SLU_Inviluppo_No Sis(max)	19.79	7.18	2108.16	9.59	-728.34
3201	SLU_Inviluppo_No Sis(max)	-17.16	8.19	2247.62	10.12	787.51
3210	SLU_Inviluppo_No Sis(max)	16.04	8.15	1605.13	121.93	-682.24
3219	SLU_Inviluppo_No Sis(max)	-14.18	11.86	1682.39	132.44	738.14
3228	SLU_Inviluppo_No Sis(max)	1.37	25.67	5873.87	-5.70	6.13
3237	SLU_Inviluppo_No Sis(max)	1.30	43.95	5689.91	494.74	6.46
3246	SLU_Inviluppo_No Sis(max)	1.41	26.20	6145.19	-4.28	6.16
3156	SLU_Inviluppo_SISMA(max)	137.03	35.87	1582.86	-9.20	-429.01
3165	SLU_Inviluppo_SISMA(max)	116.98	35.97	1573.03	-10.04	548.15
3174	SLU_Inviluppo_SISMA(max)	207.61	28.50	2347.70	36.80	-457.85
3183	SLU_Inviluppo_SISMA(max)	181.50	28.56	2330.93	36.88	615.21
3192	SLU_Inviluppo_SISMA(max)	209.04	28.35	2356.07	55.10	-460.55
3201	SLU_Inviluppo_SISMA(max)	182.73	28.35	2339.22	55.08	620.93
3210	SLU_Inviluppo_SISMA(max)	138.64	40.98	1598.06	160.16	-431.26
3219	SLU_Inviluppo_SISMA(max)	119.31	40.81	1588.06	158.39	565.17
3228	SLU_Inviluppo_SISMA(max)	347.88	91.20	4465.82	166.19	1192.08
3237	SLU_Inviluppo_SISMA(max)	344.39	94.28	3999.74	498.52	1260.92
3246	SLU_Inviluppo_SISMA(max)	353.32	92.18	4573.46	168.79	1196.91
3156	ECCEZ.1-urto_long.	49.42	-13.60	1210.86	-96.27	-469.16
3165	ECCEZ.1-urto_long.	29.52	7.26	1007.96	-70.80	507.97
3174	ECCEZ.1-urto_long.	74.83	-3.56	1669.16	-10.15	-499.75
3183	ECCEZ.1-urto_long.	48.92	1.64	1278.64	-9.03	565.81

3192	ECCEZ.1-urto_long.	75.37	1.43	1677.00	9.36	-503.50
3201	ECCEZ.1-urto_long.	49.25	-3.11	1286.39	7.64	570.43
3210	ECCEZ.1-urto_long.	49.71	12.33	1224.64	98.11	-478.22
3219	ECCEZ.1-urto_long.	30.52	-8.43	1021.07	72.59	518.19
3228	ECCEZ.1-urto_long.	115.04	-3.59	4122.53	1.23	308.29
3237	ECCEZ.1-urto_long.	114.23	13.21	3979.22	357.34	324.03
3246	ECCEZ.1-urto_long.	116.82	-3.39	4176.19	2.95	309.93
3156	ECCEZ.2-urto_trasv.	49.61	-89.33	1298.49	2.05	-580.15
3165	ECCEZ.2-urto_trasv.	-49.09	-89.19	1295.88	2.50	580.15
3174	ECCEZ.2-urto_trasv.	14.81	-117.93	1580.49	144.29	-591.19
3183	ECCEZ.2-urto_trasv.	-14.00	-117.90	1575.47	144.34	591.26
3192	ECCEZ.2-urto_trasv.	11.99	-117.80	1377.88	162.47	-477.15
3201	ECCEZ.2-urto_trasv.	-11.19	-117.84	1372.86	162.42	477.23
3210	ECCEZ.2-urto_trasv.	-29.40	-84.08	934.84	171.06	-405.38
3219	ECCEZ.2-urto_trasv.	29.92	-84.22	932.23	170.61	405.38
3228	ECCEZ.2-urto_trasv.	0.68	-418.70	4906.69	563.18	3.18
3237	ECCEZ.2-urto_trasv.	0.67	-340.57	3996.00	841.53	3.38
3246	ECCEZ.2-urto_trasv.	0.68	-421.89	3382.83	568.26	3.18
3156	SLE_Rara_26(min)	5.22	0.07	1082.62	-92.32	-518.62
3165	SLE_Rara_26(min)	-12.78	-1.69	1098.95	-94.25	474.96
3174	SLE_Rara_26(min)	7.51	2.70	1445.77	-21.14	-571.99
3183	SLE_Rara_26(min)	-19.13	2.27	1477.20	-21.21	522.71
3192	SLE_Rara_26(min)	7.83	2.39	1471.97	-2.47	-586.91
3201	SLE_Rara_26(min)	-19.52	2.80	1503.41	-2.36	537.21
3210	SLE_Rara_26(min)	7.48	3.67	1128.99	81.35	-549.31
3219	SLE_Rara_26(min)	-15.12	5.45	1145.37	83.31	504.86
3228	SLE_Rara_26(min)	-10.14	7.80	4040.48	-40.83	-26.57
3237	SLE_Rara_26(min)	-10.03	23.56	3965.81	333.74	-27.87
3246	SLE_Rara_26(min)	-10.29	8.08	4232.16	-39.78	-26.70
3156	SLU_Inviluppo_No Sis(min)	-6.22	-1.52	1397.23	-125.93	-699.87
3165	SLU_Inviluppo_No Sis(min)	-29.90	-5.18	1463.49	-138.37	629.90
3174	SLU_Inviluppo_No Sis(min)	-10.25	2.89	1832.86	-29.94	-774.67
3183	SLU_Inviluppo_No Sis(min)	-46.18	2.44	1968.37	-31.25	699.04
3192	SLU_Inviluppo_No Sis(min)	-9.97	2.72	1872.30	-6.08	-797.33
3201	SLU_Inviluppo_No Sis(min)	-46.99	3.07	2003.40	-5.47	723.50
3210	SLU_Inviluppo_No Sis(min)	-2.86	2.09	1466.96	98.86	-745.44
3219	SLU_Inviluppo_No Sis(min)	-34.02	5.74	1530.67	109.49	682.26
3228	SLU_Inviluppo_No Sis(min)	-48.54	9.07	5393.70	-62.00	-187.75
3237	SLU_Inviluppo_No Sis(min)	-48.07	30.55	5353.61	426.97	-199.21
3246	SLU_Inviluppo_No Sis(min)	-49.63	9.43	5701.98	-59.94	-188.75
3156	SLU_Inviluppo_SISMA(min)	-116.61	-42.35	638.56	-158.33	-548.12
3165	SLU_Inviluppo_SISMA(min)	-136.37	-42.16	643.18	-156.58	428.98
3174	SLU_Inviluppo_SISMA(min)	-180.89	-30.45	605.12	-56.02	-607.64
3183	SLU_Inviluppo_SISMA(min)	-206.60	-30.45	611.85	-56.01	450.42
3192	SLU_Inviluppo_SISMA(min)	-182.12	-30.00	612.34	-38.05	-613.31
3201	SLU_Inviluppo_SISMA(min)	-208.04	-30.06	619.15	-38.13	453.07

3210	SLU_Inviluppo_SISMA(min)	-118.94	-36.94	650.27	10.99	-565.15
3219	SLU_Inviluppo_SISMA(min)	-137.98	-37.05	655.03	11.85	431.24
3228	SLU_Inviluppo_SISMA(min)	-346.51	-98.38	3779.24	-163.72	-1185.72
3237	SLU_Inviluppo_SISMA(min)	-343.05	-67.86	3958.70	216.17	-1254.17
3246	SLU_Inviluppo_SISMA(min)	-351.95	-98.95	3778.93	-162.90	-1190.56
3156	SLE_Rara_26(all)	6.09	0.41	1134.12	-92.32	-518.62
3165	SLE_Rara_26(all)	-12.78	-1.69	1150.28	-94.25	515.14
3174	SLE_Rara_26(all)	8.64	2.83	1517.64	-21.14	-571.99
3183	SLE_Rara_26(all)	-19.13	2.38	1548.78	-21.21	566.11
3192	SLE_Rara_26(all)	8.97	2.54	1544.46	6.29	-586.91
3201	SLE_Rara_26(all)	-19.52	2.91	1575.62	6.41	580.96
3210	SLE_Rara_26(all)	8.33	3.96	1181.49	88.86	-549.31
3219	SLE_Rara_26(all)	-15.12	5.71	1197.71	90.80	545.73
3228	SLE_Rara_26(all)	-10.14	9.17	4342.63	-40.83	-26.57
3237	SLE_Rara_26(all)	-10.03	24.69	4212.52	364.11	-27.87
3246	SLE_Rara_26(all)	-10.29	9.46	4538.32	-39.78	-26.70
3156	SLU_Inviluppo_No Sis(all)	13.27	4.72	1546.58	-125.93	-699.87
3165	SLU_Inviluppo_No Sis(all)	-29.90	-5.18	1610.83	-138.37	699.50
3174	SLU_Inviluppo_No Sis(all)	19.34	8.09	2074.97	-29.94	-774.67
3183	SLU_Inviluppo_No Sis(all)	-46.18	6.95	2207.26	-31.25	769.12
3192	SLU_Inviluppo_No Sis(all)	19.79	7.18	2108.16	9.59	-797.33
3201	SLU_Inviluppo_No Sis(all)	-46.99	8.19	2247.62	10.12	787.51
3210	SLU_Inviluppo_No Sis(all)	16.04	8.15	1605.13	121.93	-745.44
3219	SLU_Inviluppo_No Sis(all)	-34.02	11.86	1682.39	132.44	738.14
3228	SLU_Inviluppo_No Sis(all)	-48.54	25.67	5873.87	-62.00	-187.75
3237	SLU_Inviluppo_No Sis(all)	-48.07	43.95	5689.91	494.74	-199.21
3246	SLU_Inviluppo_No Sis(all)	-49.63	26.20	6145.19	-59.94	-188.75
3156	SLU_Inviluppo_SISMA(all)	137.03	-42.35	1582.86	-158.33	-548.12
3165	SLU_Inviluppo_SISMA(all)	-136.37	-42.16	1573.03	-156.58	548.15
3174	SLU_Inviluppo_SISMA(all)	207.61	-30.45	2347.70	-56.02	-607.64
3183	SLU_Inviluppo_SISMA(all)	-206.60	-30.45	2330.93	-56.01	615.21
3192	SLU_Inviluppo_SISMA(all)	209.04	-30.00	2356.07	55.10	-613.31
3201	SLU_Inviluppo_SISMA(all)	-208.04	-30.06	2339.22	55.08	620.93
3210	SLU_Inviluppo_SISMA(all)	138.64	40.98	1598.06	160.16	-565.15
3219	SLU_Inviluppo_SISMA(all)	-137.98	40.81	1588.06	158.39	565.17
3228	SLU_Inviluppo_SISMA(all)	347.88	-98.38	4465.82	166.19	1192.08
3237	SLU_Inviluppo_SISMA(all)	344.39	94.28	3999.74	498.52	1260.92
3246	SLU_Inviluppo_SISMA(all)	353.32	-98.95	4573.46	168.79	1196.91

Nel prospetto precedente:

FX: azione di taglio in direzione longitudinale rispetto all'asse del cavalcaferrovia;

FY: azione di taglio in direzione trasversale rispetto all'asse del cavalcaferrovia;

FZ: sforzo normale;

Di seguito si individuano, per ciascuno degli involuipi delle combinazioni considerate, le sollecitazioni dimensionanti per le verifiche geotecniche dei pali di fondazione.

Nmax (SLU)	Nmax (SLE)	Vris.max (SLU)
kN	kN	kN
6145.19	4538.32	366.91

12.4 VERIFICHE ELEVAZIONE

Si riportano a seguire le verifiche della pila più sollecitata, relative alla sezione di base.

VERIFICA SEZIONE A 10.0x2.00m: long 222 Φ 30 As=0.8%

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
ACCIAIO -	Tipo:	B450C

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Conglomerato:	C32/40	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-100.0	1000.0
2	100.0	1000.0
3	100.0	0.0
4	-100.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	Diam \emptyset [mm]
1	91.4	8.6	30
2	91.4	14.6	30
3	-91.4	8.6	30
4	-91.4	14.6	30
5	91.4	985.4	30
6	91.4	991.4	30
7	-91.4	985.4	30
8	-91.4	991.4	30

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre			
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione			
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione			
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione			
\emptyset	Diametro in mm delle barre della generazione			

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	\emptyset
1	8	6	17	30
2	3	1	17	30
3	4	7	84	30
4	2	5	96	30

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	20310.19	3145.26	2720.42	0.00	0.00
2	21927.47	-645.96	-94.88	0.00	0.00
3	14980.08	4756.73	16093.68	0.00	0.00
4	15224.06	-4777.91	16193.35	0.00	0.00

COMB. RARE/FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	15044.59	2179.58 (0.00)	297.69 (0.00)
2	16232.32	-364.74 (0.00)	260.55 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.1 cm
Copriferro netto minimo staffe:	6.1 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Totale	Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	20310.19	3145.26	2720.42	20310.17	84896.52	69931.66	27.02	1569.2
2	S	21927.47	-645.96	-94.88	21927.39	-184208.51	-69340.25	284.70	1569.2
3	S	14980.08	4756.73	16093.68	14980.30	19610.37	67076.24	4.18	1569.2
4	S	15224.06	-4777.91	16193.35	15223.93	-20250.86	67281.39	4.18	1569.2

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrip. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)

Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	100.0	1000.0	0.00278	91.4	991.4	-0.01467	-91.4	8.6
2	0.00350	-100.0	0.0	0.00313	-91.4	8.6	-0.00828	91.4	991.4
3	0.00350	100.0	1000.0	0.00201	91.4	991.4	-0.03049	-91.4	8.6
4	0.00350	100.0	0.0	0.00202	91.4	8.6	-0.03014	-91.4	991.4

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000080477	0.000002791	-0.007339000	----	----
2	-0.000038377	-0.000004471	-0.000337669	----	----
3	0.000172931	0.000000901	-0.014693714	----	----
4	0.000171024	-0.000000918	-0.013602371	----	----

COMBINAZIONI RARE/FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.76	100.0	1000.0	8.9	-91.4	8.6	----	----
2	S	0.76	100.0	0.0	10.5	-91.4	991.4	----	----

COMBINAZIONI RARE/FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
kt	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
k2	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k3	= 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2*e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k4	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Cf	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
e sm - e cm	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
sr max	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
wk	Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
Mx fess.	Massima distanza tra le fessure [mm]
My fess.	Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00
2	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00

A seguire si riportano le verifiche a taglio relative alla sezione di spiccato della pila più sollecitata, nelle due direzioni principali:

Direzione longitudinale: 1Φ12/20x40

SEZIONE				IPOTESI 1	
b _w	=	1000	cm	Cot ϕ = 2 ϕ = 21,8°	
h	=	200	cm	Armatura trasversale	
c	=	6.1	cm	V _{Rsd} = 24134.45 (KN)	$0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$
d	=	h-c	=	V _{Rcd} = 59041.50 (KN)	$0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$
				V _{Rd} = 24134.45 (KN)	min(V_{Rsd}, V_{Rcd})
MATERIALI				IPOTESI 2	
f _{ywd}	=	391.30	MPa	Cot ϕ = 1 ϕ = 45°	
R _{ck}	=	40	MPa	Armatura trasversale	
γ _c	=	1.5		V _{Rsd} = 9653.78 (KN)	$0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$
f _{ck}	=	0.83xR _{ck}	=	V _{Rcd} = 85610.17 (KN)	$0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$
f _{cd}	=	0.85xf _{ck} /γ _c	=	V _{Rd} = 9653.78 (KN)	min(V_{Rsd}, V_{Rcd})
ARMATURE A TAGLIO				IPOTESI 3	
Ø _{st}	=	12		Cot ϕ in cui V _{Rsd} =V _f :Rottura bilanciata	
braccia	=	25		cot(θ) = 4.09 (calcolato)	cot(θ) = 2.50 (limitato)
Ø _{st2}	=			θ = 13.74 °	
braccia	=			V _{Rsd} = 39493.39 (KN)	$0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$
passo	=	20	cm	V _{Rcd} = 39493.39 (KN)	$0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$
(A _{sw} / s)	=	141.372	cm ² / m	V _{Rd} = 39493.39 (KN)	
α	=	90	°	TAGLIO RESISTENTE - cotθ=1	
				V _{Rd} = 9654 (KN)	
ARMATURE LONGITUDINALI					
Ø _l	=				
Numero	=				
A _{sl}	=	0.000	cm ²		
TAGLIO AGENTE		V _{Ed} =	2305	(KN)	
SFORZO NORMALE		N _{Ed} =	16193	(KN)	

Direzione trasversale: $2\Phi 12/20$

SEZIONE				IPOTESI 1	
b_w	=	200	cm	Cot $\vartheta = 2$ $\vartheta = 21,8^\circ$	
h	=	1000	cm	Armatura trasversale	
c	=	6.1	cm	$V_{Rsd} = 9896.74$ (KN)	$0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$
d	=	$h-c$	=	993.9	cm
MATERIALI				$V_{Rcd} = 60359.17$ (KN)	$0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$
f_{ywd}	=	391.30	MPa	$V_{Rd} = 9896.74$ (KN)	min(V_{Rsd}, V_{Rcd})
R_{ck}	=	40	MPa	IPOTESI 2 Cot $\vartheta = 1$ $\vartheta = 45^\circ$	
γ_c	=	1.5		Armatura trasversale	
f_{ck}	=	$0.83 \cdot R_{ck}$	=	33.2	MPa
f_{cd}	=	$0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c$	=	18.81	MPa
ARMATURE A TAGLIO				$V_{Rsd} = 3958.70$ (KN)	$0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$
\varnothing_{st}	=	12		$V_{Rcd} = 87520.80$ (KN)	$0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$
braccia	=	2		$V_{Rd} = 3958.70$ (KN)	min(V_{Rsd}, V_{Rcd})
\varnothing_{st2}	=			IPOTESI 3 Cot ϑ in cui $V_{Rsd} = V_I$: Rottura bilanciata	
braccia	=			cot(θ) = 6.57 (calcolato) cot(θ) = 2.50 (limitato)	
passo	=	20	cm	$\theta = 8.65^\circ$	
(A_{sw}/s)	=	11.310	cm ² /m	$V_{Rsd} = 26024.32$ (KN)	$0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$
α	=	90	°	$V_{Rcd} = 26024.32$ (KN)	$0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$
ARMATURE LONGITUDINALI				$V_{Rd} = 26024.32$ (KN)	
\varnothing_l	=	26		TAGLIO RESISTENTE - cot$\theta=1$	
Numero	=	5		$V_{Rd} = 3959$ (KN)	
A_{sl}	=	26.546	cm ²		
TAGLIO AGENTE				$V_{Ed} = 2000$	(KN)
SFORZO NORMALE				$N_{Ed} = 15102$	(KN)

12.5 VERIFICHE FONDAZIONE

12.5.1 ARMATURA LONGITUDINALE

Armatura longitudinale $1\Phi 24/10$

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe: C25/30
ACCIAIO - Tipo: B450C

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base: 100.0 cm
Altezza: 180.0 cm
N°totale barre: 20
Diametro barre: 24 mm
Copriferro (dal baric.barre): 7.2 cm

Coordinate Barre nei vertici

N°Barra	X [cm]	Y [cm]
1	-42.8	-82.8
2	-42.8	82.8
3	42.8	82.8
4	42.8	-82.8

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
 \emptyset Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	\emptyset
1	1	4	8	24
2	2	3	8	24

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione
Vy Taglio [kN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione
Vx Taglio [kN] in direzione parallela all'asse x baric. della sezione

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	1365.00	0.00	0.00	0.00

COMB. RARE/FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	1010.00	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.0 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Totale	Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	0.00	1365.00	0.00	0.00	2966.93	0.00	2.17	90.5(54.0)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-50.0	90.0	0.00078	-42.8	82.8	-0.06172	-42.8	-82.8

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000377432	-0.030468862		

COMBINAZIONI RARE/FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.57	50.0	90.0	-138.3	-33.3	-82.8	1800	45.2

COMBINAZIONI RARE/FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
kt	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
k2	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k3	= 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2*e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k4	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Cf	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
e sm - e cm	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
sr max	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
wk	Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
Mx fess.	Massima distanza tra le fessure [mm]
My fess.	Apertura fessure in mm calcolata = $sr\ max * (e_sm - e_cm)$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00073	0	0.500	24.0	60	0.00041 (0.00041)	366	0.152 (0.20)	1647.06	0.00

12.5.2 ARMATURA TRASVERSALE

Armatura trasversale 1Ø24/10

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30
ACCIAIO -	Tipo:	B450C

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	180.0	cm
N°totale barre:	20	
Diametro barre:	24	mm
Copriferro (dal baric.barre):	9.6	cm

Coordinate Barre nei vertici

N°Barra	X [cm]	Y [cm]
1	-40.4	-80.4
2	-40.4	80.4
3	40.4	80.4
4	40.4	-80.4

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	24
2	2	3	8	24

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione
 Vy Taglio [kN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione
 Vx Taglio [kN] in direzione parallela all'asse x baric. della sezione

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	1410.00	0.00	0.00	0.00

COMB. RARE/FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	Mx
1	0.00	850.00	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 8.4 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
 Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
 Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia

Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	0.00	1410.00	0.00	0.00	2910.15	0.00	2.06	90.5(54.0)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-50.0	90.0	0.00053	-40.4	80.4	-0.04929	-40.4	-80.4

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000309797	-0.024381714		

COMBINAZIONI RARE/FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.24	50.0	90.0	-118.6	-13.5	-80.4	2400	45.2

COMBINAZIONI RARE/FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
Esito della verifica
e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2 = 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa

e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
wk Apertura fessure in mm calcolata = $sr_{max} * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00064	0	0.500	24.0	84	0.00036 (0.00036)	502	0.179 (0.20)	1631.94	0.00

12.5.3 PUNZONAMENTO

Si dispongono nel plinto di fondazione spilli $\phi 10/20 \times 40$.

Di seguito la verifica del taglio-punzonamento del plinto, lato pali (caso palo d'angolo), eseguita in accordo a quanto prescritto nei paragrafi 6.4.3 – 6.4.4 – 6.4.5 della norma UNI EN1992-1-1 (Eurocodice 2). L'azione di taglio sul plinto, trasferita dal palo, presa in considerazione per la verifica, è stata dedotta sottraendo al massimo sforzo normale registrato in testa al palo d'angolo, il carico all'interno del perimetro di verifica, che contribuisce alla resistenza del sistema strutturale (par. 6.4.1 – UNI EN1992-1-1 – (5)).

Il perimetro di verifica di base u_1 è stato valutato secondo quanto prescritto per le aree caricate in prossimità di angoli (par. 6.4.2 – UNI EN1992-1-1 – (4)).

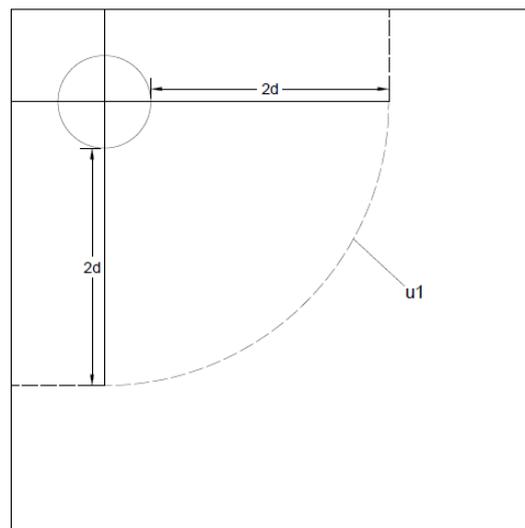


Figura 31: Perimetro di verifica di base per punzonamento nel caso di palo d'angolo

VERIFICA A PUNZONAMENTO PIASTRE EC2 -UNI EN 1992-1-1 - Caso colonna di bordo

DATI COLONNA

D	=	1200	mm		
Hp (piastra)	=	1800	mm		
cx (copriferro asse)	=	72	mm		
cy (copriferro asse)	=	96	mm		
dx	=	Hp-cx	=	1728	mm
dy	=	Hp-cy	=	1704	mm
d _{eff} (altezza utile media)	=	(dx+dy)/2	=	1716	mm
d1x (dist. asse colonna-bordo)	=	1200	mm		
d1y (dist. asse colonna-bordo)	=	1200	mm		
u1 (perimetro di verifica)	=	$((2\pi((D/2)+2d_{eff}))/4)+d1x+d1y$	=	8730.2	mm

TIPOLOGIA COLONNA

UBICAZIONE		A
β	=	1.5

MATERIALI

f_{ywd}	=	391.30	MPa	acciaio	
R_{ck}	=	30	MPa	cls	
γ_c	=	1.5			
f_{ck}	=	$0.83 \times R_{ck}$	=	24.9	MPa
f_{cd}	=	$0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	14.11	MPa
f_{ctm}	=	$0.3 \times (f_{ck})^{2/3}$	=	2.56	MPa
f_{ctk}	=	$0.7 \times f_{ctm}$	=	1.79	MPa
f_{ctd}	=	f_{ctk} / γ_c	=	1.19	MPa

ARMATURE LONGITUDINALI PER FLESSIONE PRESENTI NELLA PIASTRA

\varnothing_{lx}	=	24	mm	diametro barre X
Numero arm x	=	10	1/m	numero barre X a ml
A_{slx}	=	4523.89	mm ² /m	area barre X a ml
l _{effy}	=	11.50	m	larghezza efficace dir Y
A_{slx}	=	52006.68	mm ²	acciaio X nella largh. efficace
\varnothing_{ly}	=	24	mm	diametro barre Y
Numero arm y	=	10	1/m	numero barre Y a ml
A_{sly}	=	4523.89	mm ² /m	area barre Ya ml
l _{effx}	=	11.50	m	larghezza efficace dir X
A_{sly}	=	52006.68	mm ²	acciaio Y nella largh. efficace

SOLLECITAZIONE DI CALCOLO

TAGLIO AGENTE	$V_{Ed} =$	4594	(KN)
---------------	------------	------	------

TENSIONE TANGENZIALE DI CALCOLO

tensione tangenziale	$v_{Ed} = \beta \cdot V_{Ed} / (u1 \cdot d)$	0.46	MPa
----------------------	--	------	-----

ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO

Cr _{dc}	=	0.12	0,18/γ _c
k	=	1.34	$1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$
v _{min}	=	0.271	$0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$
ρ _{lx}	=	0.0026	percentuale armatura tesa X
ρ _{ly}	=	0.0026	percentuale armatura tesa Y
ρ _l	=	0.0026	percentuale media geometrica
σ _{cp}	=	0.0000	(MPa) tensione di compressione cls

TENSIONE TANGENZIALE LIMITE SENZA ARMATURA

v _{Rd,c}	=	0.30	(MPa)	v _{min+0.15*σ_{cp}}	0.27	(MPa)
v _{Rd,c}	=	0.30	(MPa)	resistenza a taglio cls non armato		
Esito verifica		=	Armatura necessaria a taglio			
Fattore di sicurezza FS =		v _{Rd,c} /v _{Ed}	0.66			

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO

ø _{st}	=	10	mm	diametro spille
passo x spilli		20	cm	
passo y spilli		40	cm	
nbr	=	39		numero di spille su un perimetro
d	=	1716	mm	altezza utile media
α	=	90	°	(spille verticali)
f _{ywdeff}	=	391.3	Mpa	tensione limite acciaio
A _{sw}	=	3081.9	mm ²	area di acciaio su un perimetro
s _r	=	400	mm	passo radiale

v _{Rd,cs}	=	0.74	(MPa)	resistenza a taglio cls con armatura
Esito verifica		=	Verifica positiva	
Fattore di sicurezza FS =		v _{Rd,cs} /v _{Ed}	1.62	

VERIFICA A RIDOSSO DELLA COLONNA

u ₀	=	3770	mm	perimetro di verifica
v _{0ed}	=	1.07	Mpa	tensione tang. a ridosso colonna
ν	=	0.54		coeff.di riduz. resist. cls fessurato
v _{rdmax}	=	3.81	Mpa	
Esito verifica		=	Verifica positiva	
Fattore di sicurezza FS =		v _{rd,max} /v _{0Ed}	3.58	

12.6 VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE

12.6.1 VERIFICHE STRUTTURALI

Si presentano di seguito le verifiche strutturali dei pali di fondazione, eseguite con il codice di calcolo RC-SEC, in corrispondenza della sezione di testa. L'armatura a flessione prevista per le prime due gabbie d'armatura, di estensione pari a 12m ciascuna, soddisfa il limite normativo del 1% dell'area di calcestruzzo per uno sviluppo di almeno 10 diametri ($10D=12m$ da quota testa palo). Le successive due gabbie d'armatura prevederanno un'armatura a flessione di $26\phi 20$, tale da soddisfare il limite normativo dello 0.4% dell'area di calcestruzzo.

Per quanto riguarda l'armatura a taglio, si prevede una spirale $\phi 16/10$, in corrispondenza della prima gabbia; $\phi 14/20$ in corrispondenza della seconda gabbia e $\phi 12/20$ per le due ultime gabbie.

Caratteristiche della sezione e armatura gabbia 1

Diametro

$$D = 1.20 \text{ m}$$

Armatura longitudinale

$$A'_f = 26 \phi 26$$

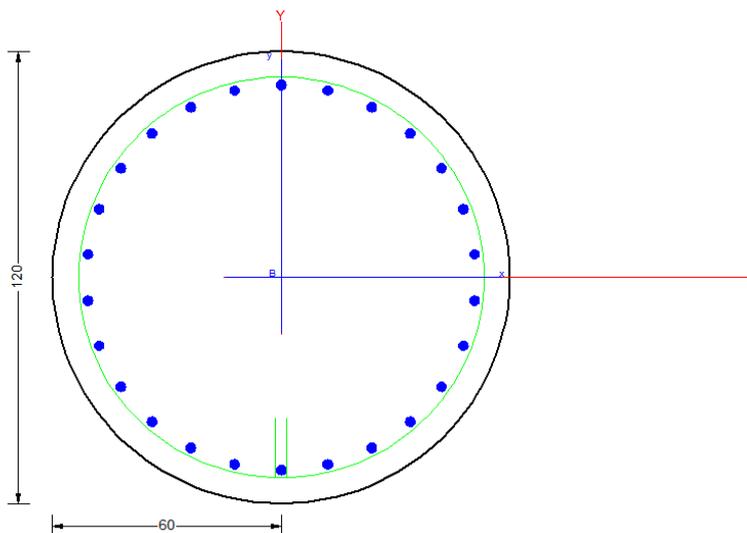
Spirale

$$A_s = 1 \phi 16/10 \text{ cm}$$

Copriferro

$$c = 6 \text{ cm}$$

Nome sezione: pali pila
Coprif. netto minimo barre long.: 7.6 cm Coprif. netto staffe: 6.0 cm



Legenda barre	Dati sezione solo conglom.	Visualizza
● 26 ϕ 26	ASSI X,Y: Rifer. Sezione Area = 11310 cm ² X batic. = 0.000 cm Y batic. = 0.000 cm SX = 0 cm ³ SY = 0 cm ³ JX = 10178760 cm ⁴ JY = 10178760 cm ⁴	<input checked="" type="checkbox"/> Assi riferimento sezione <input checked="" type="checkbox"/> Quotatura sezione <input type="checkbox"/> Numer. vertici congl. <input checked="" type="checkbox"/> Numerazione barre <input type="checkbox"/> Griglia di riferimento Passo griglia (cm) 10.0
Aftot = 138.04 (1.22 %)		

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30
ACCIAIO -	Tipo:	B450C

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Circolare
Classe Conglomerato:	C25/30

Raggio circ.:	60.0 cm
X centro circ.:	0.0 cm
Y centro circ.:	0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre				
Xcentro	Ascissa [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate				
Ycentro	Ordinata [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate				
Raggio	Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate				
N°Barre	Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza				
Ø	Diametro [mm] della singola barra generata				

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	51.1	26	26

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe:	16 mm
Passo staffe:	10.0 cm
Staffe:	Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	2108.00	798.00	0.00	21.00	0.00
2	5689.00	533.00	0.00	66.00	0.00
3	1397.00	712.00	0.00	7.00	0.00
4	3999.00	1356.00	0.00	357.00	0.00
5	4574.00	1209.00	0.00	367.00	0.00
6	605.00	610.00	0.00	184.00	0.00

COMB. RARE/FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione				
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)				

MANDATARIA

CODING
GENERAL ENGINEERING & PLANNING

MANDANTI

POLITECNICA
INGEGNERIA E ARCHITETTURA

SWSTM

con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	1545.00	587.00 (951.49)	0.00 (0.00)
2	1083.00	527.00 (820.05)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.6 cm
Copriferro netto minimo staffe:	6.0 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Totale	Area totale barre longitudinali [cm ²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	2108.00	798.00	0.00	2108.09	2960.27	0.00	3.71138.0(113.1)	
2	S	5689.00	533.00	0.00	5688.97	3478.86	0.00	6.53138.0(113.1)	
3	S	1397.00	712.00	0.00	1396.96	2786.64	0.00	3.91138.0(113.1)	
4	S	3999.00	1356.00	0.00	3999.03	3315.55	0.00	2.45138.0(113.1)	
5	S	4574.00	1209.00	0.00	4574.04	3381.59	0.00	2.80138.0(113.1)	
6	S	605.00	610.00	0.00	605.12	2567.53	0.00	4.21138.0(113.1)	

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.0	60.0	0.00273	0.0	51.1	-0.00616	0.0	-51.1
2	0.00350	0.0	60.0	0.00296	0.0	51.1	-0.00320	0.0	-51.1
3	0.00350	0.0	60.0	0.00265	0.0	51.1	-0.00712	0.0	-51.1
4	0.00350	0.0	60.0	0.00287	0.0	51.1	-0.00432	0.0	-51.1
5	0.00350	0.0	60.0	0.00291	0.0	51.1	-0.00390	0.0	-51.1
6	0.00350	0.0	60.0	0.00254	0.0	51.1	-0.00845	0.0	-51.1

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.

x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000086968	-0.001718083	----	----
2	0.000000000	0.000060285	-0.000117075	----	----
3	0.000000000	0.000095600	-0.002235978	----	----
4	0.000000000	0.000070375	-0.000722496	----	----
5	0.000000000	0.000066613	-0.000496772	----	----
6	0.000000000	0.000107581	-0.002954890	----	----

VERIFICHE A TAGLIO E DUTTILITA'

Diam. Staffe: 16 mm
Passo staffe: 10.0 cm [Passo massimo di normativa = 17.5 cm]

Ver S = comb. verificata / N = comb. non verificata
Ved Taglio di progetto [kN] = proiezione di V_x e V_y sulla normale all'asse neutro
Vcd Taglio resistente ultimo [kN] lato conglomerato compresso [(4.1.28) NTC]
Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]
Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.
I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e d_{med} .
Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_{max} con L =lunghezza legatura proiettata sulla direzione del taglio e d_{max} = massima altezza utile nella direzione del taglio.
Alfa Coeff. di riduzione (efficienza) dell'armatura di confinamento [(7.4.29)NTC-(5.15)EC8]
Owd Rapporto meccanico di armatura staffe nella sola direzione del taglio di cui al primo membro della (7.4.29)NTC (tra parentesi vi è il 1/2 del rapporto meccanico minimo di normativa riferito quindi alla sola direzione del taglio)

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff	Alfa	Owd
1	S	21.00	2435.05	3199.55	94.0 81.3	108.4	2.500	1.132	0.3	40.2(0.0)	0.907	0.117(0.040)
2	S	66.00	2464.31	2914.09	92.9 74.1	109.0	2.500	1.250	0.9	40.2(0.0)	0.907	0.116(0.040)
3	S	7.00	2346.50	3283.42	94.9 83.5	105.9	2.500	1.087	0.1	40.2(0.0)	0.907	0.120(0.040)
4	S	357.00	2581.02	3037.39	93.2 77.2	109.6	2.500	1.250	4.7	40.2(0.0)	0.907	0.116(0.040)
5	S	367.00	2545.10	2992.40	92.9 76.1	109.6	2.500	1.250	4.9	40.2(0.0)	0.907	0.116(0.040)
6	S	184.00	2240.74	3377.23	95.9 85.9	103.0	2.500	1.038	2.2	40.2(0.0)	0.907	0.124(0.040)

COMBINAZIONI RARE/FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata / N = comb. non verificata
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	4.45	0.0	0.0	-35.2	0.0	-51.1	856	26.5
2	S	4.04	0.0	0.0	-45.8	0.0	-51.1	1146	26.5

COMBINAZIONI RARE/FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}

Ver.	Esito della verifica
e1	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace $A_{c\ eff}$ [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = $sr\ max * (e_sm - e_cm)$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00022	0	0.500	26.0	76	0.00011 (0.00011)	401	0.042 (0.20)	951.49	0.00
2	S	-0.00027	0	0.500	26.0	76	0.00014 (0.00014)	449	0.062 (0.20)	820.05	0.00

12.6.2 VERIFICHE GEOTECNICHE

Si riportano di seguito le verifiche di capacità portante verticale ed orizzontale dei pali di fondazione, eseguite considerando le azioni massime sul singolo palo di fondazione e assumendo cautelativamente la falda a quota testa palo. La lunghezza dei pali ottenuta è pari a 38m.

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO (Viggiani)

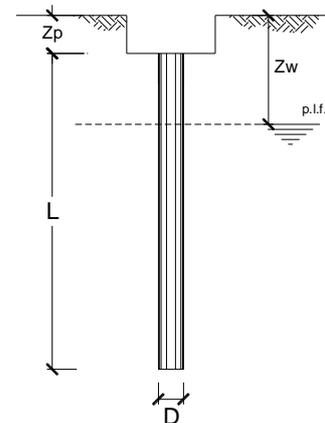
CANTIERE:

OPERA:

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D):	1.20	(m)	Area del Palo (A _p):	1.131	(m ²)
Quota testa Palo dal p.c. (z _p):	3.00	(m)	Quota falda dal p.c. (z _w):	3.00	(m)
Carico Assiale Permanente (G):	6146	(kN)	Carico Assiale variabile (Q):		(kN)
Numero di strati	3		L _{palo} =	38.00	(m)

coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ _b	γ _s	γ _s traz
			γ _G	γ _Q			
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista							
		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ _b	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ _s	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

PARAMETRI MEDI

Strato	Spess (-) (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c ^{med} (kPa)	φ ^{med} (°)	c _u med (kPa)
1	4.00	Limo e pomici	14.00	0.0	25.0	
2	15.00	Sabbia	16.00	0.0	33.0	
3	19.00	Sabbia	16.00	0.0	36.0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0.58	0.47		
0.46	0.65		
0.41	0.73		

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)

Strato	Spess (-) (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c ^{min} (kPa)	φ ^{min} (°)	c _u min (kPa)
1	4.00	Limo e pomici	14.00	0.0	25.0	
2	15.00	Sabbia	16.00	0.0	33.0	
3	19.00	Sabbia	16.00	0.0	36.0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0.58	0.47		
0.46	0.65		
0.41	0.73		

MANDATARIA

CODING
GENERAL ENGINEERING & PLANNING

MANDANTI

POLITECNICA
INGEGNERIA E ARCHITETTURA

SWSTM

RISULTATI

Strato	Spess (-) (m)	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)					
			Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)	Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)	
1	4.00	Limo e pomici	203.0					203.0					
2	15.00	Sabbia	1722.4					1722.4					
3	19.00	Sabbia	4397.7	31.00	0.00	8121.2	9184.9	4397.7	31.00	0.00	8121.2	9184.9	

CARICO ASSIALE AGENTE

$$N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$$

$$N_d = 6146.0 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

$$\text{base } R_{b,cal \text{ med}} = 9184.9 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s,cal \text{ med}} = 6323.1 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c,cal \text{ med}} = 15507.9 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

$$\text{base } R_{b,cal \text{ min}} = 9184.9 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s,cal \text{ min}} = 6323.1 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c,cal \text{ min}} = 15507.9 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal \text{ med}}/\xi_3 ; R_{b,cal \text{ min}}/\xi_4) = 5402.9 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal \text{ med}}/\xi_3 ; R_{s,cal \text{ min}}/\xi_4) = 3719.5 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 9122.3 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s$$

$$R_{c,d} = 7236.4 \text{ (kN)}$$

Peso proprio palo 644.3 kN

Peso proprio palo A1 869.8 kN

Rc,d 6366.6 (kN)

$$F_s = R_{c,d} / N_d > 1 \quad 1.04$$

VERIFICA SLE Manuale RFI

Nmax SLE 4539.0 (kN)

Rs,cal 6323.1 (kN)

$$F_S = R_{s,cal} / N_{\text{max SLE}} > 1.25 \quad 1.39$$

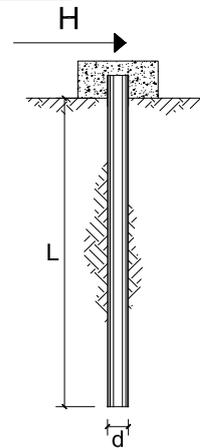
CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA

OPERA: Cavalcaferrovia Hub-Pompei

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_{ϕ}	γ_r
			γ_G	γ_Q		
UTS	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88			○	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			●	1.00	1.00	1.30



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.40
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.40

Palo corto:
$$H = 1.5k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2}k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}\right)^2}$$

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	38.00	(m)		
Diametro del palo	d =	1.20	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	$M_y =$	2564.5	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	$\phi'_{med} =$	25.00	(°)	$\phi'_{min} =$	25.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\phi'_{med,d} =$	25.00	(°)	$\phi'_{min,d} =$	25.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin\phi)/(1 - \sin\phi)$)	$k_{p,med} =$	2.46	(-)	$k_{p,min} =$	2.46 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	$\gamma =$	4.00	(kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	367	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		(kN)		

Palo corto:

$H1_{med} = 25616.81 \text{ (kN)}$

$H1_{min} = 25616.81 \text{ (kN)}$

Palo intermedio:

$H2_{med} = 8606.42 \text{ (kN)}$

$H2_{min} = 8606.42 \text{ (kN)}$

Palo lungo:

$H3_{med} = 1016.73 \text{ (kN)}$

$H3_{min} = 1016.73 \text{ (kN)}$

$H_{med} = 1016.73 \text{ (kN)}$ palo lungo

$H_{min} = 1016.73 \text{ (kN)}$ palo lungo

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 598.07 \text{ (kN)}$

$H_d = H_k/\gamma_T = 460.06 \text{ (kN)}$

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 367.00 \text{ (kN)}$

$FS = H_d / F_d = 1.25$

13 VALUTAZIONE DELLE INCIDENZE

Si riportano, di seguito, i risultati ottenuti dalla valutazione delle incidenze degli elementi che costituiscono la pila.

	Elemento	Spessore [m]	Armatura longitudinale				Armatura trasversale				Spilli				Sommano [kg]	Incidenza [kg]	Incidenza [kg]
			Lato	Diametro [mm]	N°	Peso [kg/m]	Lato	Diametro [mm]	N°	Peso [kg/m]	diametro [mm]	Maglia [cmxcm]	N°	Peso [kg/m]			
PILA	Fondazione	1.80	LATO A	24	10	35.51	LATO A	24	10	35.51	10	20x40	12.5	7.7125	149.75	83	110
			LATO B	24	10	35.51	LATO B	24	10	35.51							
	Elevazione	20.00	LONG	30	222	1231.9					16	29.6	10	467.088	1796.65	90	115
										12	20x40	12.5	97.68				