

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



U.O. INFRASTRUTTURE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

**LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO
 COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
 TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO**

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO TRACCIATO
 FERROVIARIO
 Sezione TIPO_3

SCALA:

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

N
N
1
X
0
0
D
7
8
C
L
M
U
0
0
0
0
0
0
0
0
0
3
C

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	E. Pasquali	Settembre 2020	G. Ficorella	Settembre 2020	M. D'Avino	Settembre 2020	D. Tiberti Gennaio 2021
		I. Trullàs Tugues						
B	EMISSIONE ESECUTIVA	E. Pasquali	Ottobre 2020	G. Ficorella	Ottobre 2020	M. D'Avino	Ottobre 2020	
		I. Trullàs Tugues						
C	EMISSIONE ESECUTIVA	E. Pasquali	Gennaio 2021	G. Ficorella	Gennaio 2021	M. D'Avino	Gennaio 2021	
		I. Trullàs Tugues						

ITA FERRO S.p.A.
 Gruppo Ferrovie dello Stato
 Direzione Generale
 UO Infrastrutture Sud
 Dott. Ing. Danilo Tiberti
 Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 10076

FILE: NN1X.00.D.78.CL.MU0000.003.C.docx

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	3
2	INQUADRAMENTO DELL'OPERA	4
3	NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	5
3.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
3.2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	5
4	INQUADRAMENTO GEOTECNICO GENERALE	6
4.1	UNITÀ GEOLOGICHE	6
4.2	UNITÀ GEOTECNICHE	11
4.3	SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO	13
5	SEZIONI ANALIZZATE	14
6	ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO	15
6.1	PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA	15
6.2	CARICHI PERMANENTI E VARIABILI	15
6.2.2	<i>Riepilogo carichi applicati</i>	17
6.3	AZIONE SISMICA.....	19
7	MATERIALI UTILIZZATI	21
8	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE	22
8.1	VERIFICHE GEOTECNICHE (SLU).....	22
8.1.1	<i>Verifica di scorrimento</i>	22
8.1.2	<i>Verifica del ribaltamento</i>	23
8.1.3	<i>Verifica capacità portante</i>	23
8.1.4	<i>Verifica a stabilità globale</i>	25
8.2	VERIFICHE GEOTECNICHE (SLV) IN CONDIZIONI SISMICHE.....	27
8.2.1	<i>Parametri Sismici</i>	28
8.3	VERIFICHE STRUTTURALI SLU.....	29
8.3.1	<i>Criteri di verifica delle sezioni in c.a.</i>	29
8.3.2	<i>Verifiche per gli stati limite ultimi a flessione – pressoflessione</i>	29
8.3.3	<i>Verifica agli stati limite ultimi a taglio</i>	29
8.4	VERIFICHE STRUTTURALI SLE	31
8.4.1	<i>Fessurazione</i>	31

8.4.2	Valori limite delle tensioni.....	32
9	RISULTATI VERIFICHE GEOTECNICHE	33
9.1	CAPACITÀ PORTANTE / SCORRIMENTO / RIBALTAMENTO /	33
9.2	STABILITÀ GLOBALE	34
9.2.1	Sintesi Condizioni Statiche	34
9.2.2	Sintesi Condizioni Sismiche.....	34
9.2.3	Risultati.....	35
10	RISULTATI VERIFICHE STRUTTURALI	37
11	TABELLA DI INCIDENZA.....	43

2 INQUADRAMENTO DELL'OPERA

La tratta oggetto del presente studio attraversa i comuni di Salerno e Pontecagnano (SA), in una zona prevalentemente pianeggiante. Il tracciato in progetto si sviluppa in direzione NW-SE per una lunghezza di circa 8,8 km nel settore centro settentrionale della Piana del Sele ed affianca la linea ferroviaria esistente Salerno – Battipaglia. Il progetto ha inizio dall'attuale stazione Arechi e si protrae fino in prossimità dell'aeroporto (Figura 2).

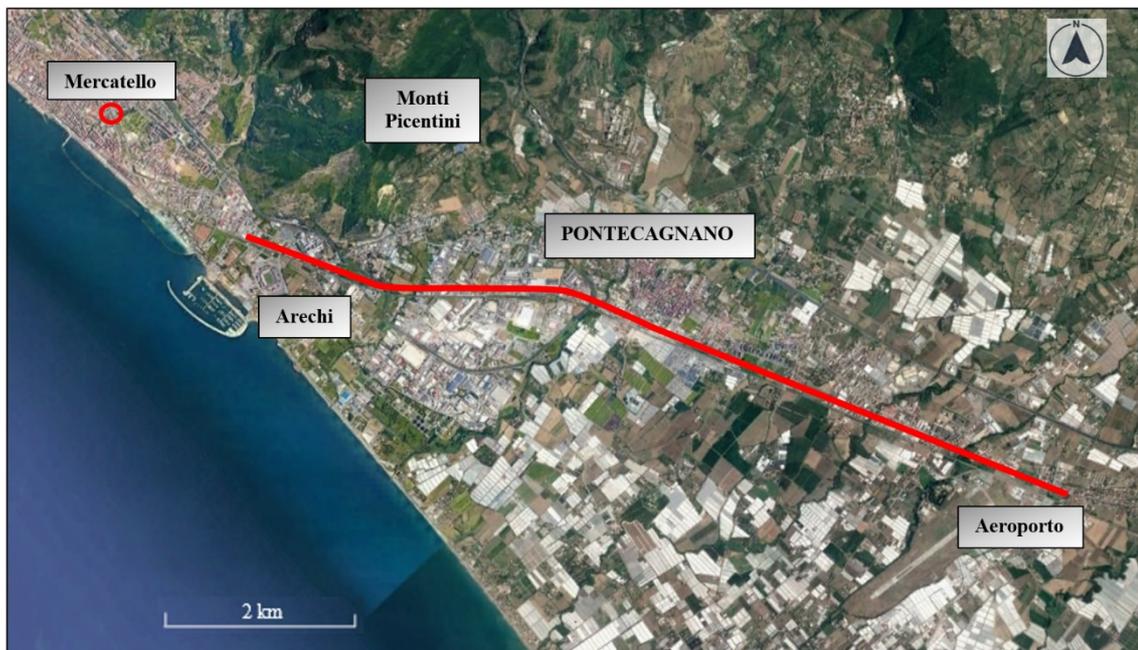


Figura 2 – Immagine aerea dell'area di Salerno e Pontecagnano. In rosso sono evidenziate le tratte oggetto di studio. (Google Earth).

	LINEA SALERNO – PONTECAGNANO AEROPORTO COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO TRATTA ARECCHI – PONTECAGNANO AEROPORTO PROGETTO DEFINITIVO – MURI E OPERE DI PRESIDIO												
RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO TRACCIATO FERROVIARIO Sezione TIPO 3	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>NN1X</td> <td>00</td> <td>D 78</td> <td>CL MU0000 003</td> <td>C</td> <td>5 di 43</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	NN1X	00	D 78	CL MU0000 003	C	5 di 43
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
NN1X	00	D 78	CL MU0000 003	C	5 di 43								

3 NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

3.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

L'interpretazione dei risultati e la redazione della presente relazione sono stati effettuati nel rispetto della Normativa in vigore e di alcune Raccomandazioni.

I principali riferimenti normativi sono i seguenti:

- [N.1]. Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018);
- [N.2]. Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'Applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;
- [N.3]. Regolamento (UE) N.1299/2014 del 18 novembre 2014 della Commissione Europea. Relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema "infrastruttura" del sistema ferroviario dell'Unione Europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019.
- [N.4]. Eurocodici EN 1991-2: 2003/AC:2010 – Eurocodice 1 – Parte 2
- [N.5]. RFI DTC SI MA IFS 001 C del 21-12-18 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili

3.2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Inoltre si fa riferimento ai seguenti documenti:

2.2.1 Geotecnica

- [1] NN1X00D78RHGE0600001 - Relazione Geotecnica Generale
- [2] NN1X00D78L6GE0600001-6 - Profilo geotecnico di linea

2.2.2 Geologia

- [3] NN1X00D69RGGE0001001 - "Relazione Geologica"
- [4] NN1X00D69IGGE0005002 - "Indagini geofisiche"
- [5] NN1X00D69SGGE0005001 / NN1X00D69SGGE0005002 – "Indagini geognostiche"



LINEA SALERNO – PONTECAGNANO AEROPORTO
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
TRATTA ARECCHI – PONTECAGNANO AEROPORTO
PROGETTO DEFINITIVO – MURI E OPERE DI PRESIDIO

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO
TRACCIATO FERROVIARIO

Sezione TIPO 3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 003	C	6 di 43

4 INQUADRAMENTO GEOTECNICO GENERALE

La successione stratigrafica è stata desunta sulla base delle indagini eseguite e dai rilievi e studi geologico-geomorfologici.

Nel seguito vengono definite le unità geologiche e geotecniche intercettate, individuabili graficamente nei rispettivi profili longitudinali a cui si rimanda.

4.1 UNITÀ GEOLOGICHE

Il territorio oggetto degli interventi in progetto si sviluppa lungo la Piana del Sele, nel settore centro settentrionale della pianura, per una lunghezza di 8,8 km circa ed affiancherà la linea ferroviaria Salerno – Battipaglia nei pressi del comune di Pontecagnano. Per quanto concerne la cartografia geologica di riferimento, la cartografia CARG in scala 1: 50.000 copre l'intero territorio oggetto del presente studio. Lo stralcio delle Carta Geologica, Foglio 467 “Salerno”, scala 1: 50.000, ISPRA, in Figura 3, è localizzato lungo il tratto campano del margine tirrenico dell'Appennino meridionale. Questo settore si presenta alquanto articolato per la presenza dei golfi di Napoli e Salerno, individuati da NW a SE dal settore vulcanico Flegreo, dalla Penisola di Sorrento e dal promontorio del Cilento. La penisola Sorrentina insieme all'isola di Capri, sua naturale estensione nel Tirreno, si protende per oltre 30 km in direzione NE-SW e, a differenza del Promontorio Flegreo legato al vulcanismo omonimo di età quaternaria e del Promontorio del Cilento, costituito da successioni bacinali e silicoclastiche di età giurassico-miocenica, è formata da successioni di piattaforma e di rampa carbonatica di età mesozoica. La Piana del Sele e l'antistante Golfo di Salerno costituiscono rispettivamente la porzione emersa e la porzione sottomarina di una importante depressione morfostrutturale (depressione del Sele) evidenziata da una forte anomalia gravimetrica negativa che si allunga in direzione WSW-ENE lungo il lato meridionale della penisola di Sorrento (Marani et alii, 2004). Tale depressione è riempita da alcune migliaia di metri di depositi quaternari, in larga parte di natura epiclastica (es. supersintema Eboli), derivanti dalla rapida erosione dei rilievi carbonatici durante fasi di sollevamento iniziate a partire dal Pleistocene inferiore (Brancaccio et alii, 1991), di fatto contemporaneamente all'inizio della subsidenza nella depressione del Sele. Nel Quaternario assieme alla depressione della Piana del Sele-Golfo di Salerno si delineano anche le depressioni del Golfo di Napoli e, più a nordovest, della piana del Volturno (Milia & Torrente, 2000). Queste depressioni costiere riflettono una forte tettonica estensionale quaternaria a cui si è accompagnata l'attività vulcanica dei Campi Flegrei e del complesso Somma-Vesuvio, responsabile della spessa coltre di vulcanoclastiti che ricoprono quasi ubiquitariamente i rilievi del territorio campano.

La Piana del Sele, come detto, è una pianura alluvionale che occupa la parte emersa del graben peritirrenico del Golfo di Salerno. La parte più interna di questo graben a partire dal Pliocene fu riempita da un'enorme quantità di sedimenti (dello spessore di 2000 m), associata ad una lenta e progressiva subsidenza Quaternario. All'interno della piana la distribuzione spaziale ed altimetrica di questi depositi è molto caratteristica ed appare strettamente influenzata dall'evoluzione tettonica dell'area: i terreni più recenti sono incastrati in quelli più antichi procedendo dalla periferia verso il centro della depressione (Brancaccio et al., 1995). Il basamento della piana (del Miocene superiore) è formato da argille marnose con frequenti intercalazioni arenacee, alla cui sommità sono presenti calcari evaporitici e sedimenti derivati dall'accumulo dei frustoli di diatomee (Ortolani et al., 1979). La parte più interna di tale depressione è occupata da successioni conglomeratiche che si estendono da Salerno ad Eboli, frutto dell'erosione che ha interessato i Monti Picentini in seguito alle condizioni climatiche fredde e ai movimenti tettonici del Pleistocene inferiore (Sintema di Eboli) (Pappone et al., 2009). Questi depositi alluvionali, in massima parte in facies di media e bassa conoide, testimoniano, come accennato in precedenza, le fasi di più forte e rapido sollevamento dei massicci carbonatici bordieri (Monti Picentini) e la contemporanea subsidenza anche sul settore orientale del graben (Brancaccio et al., 1987).

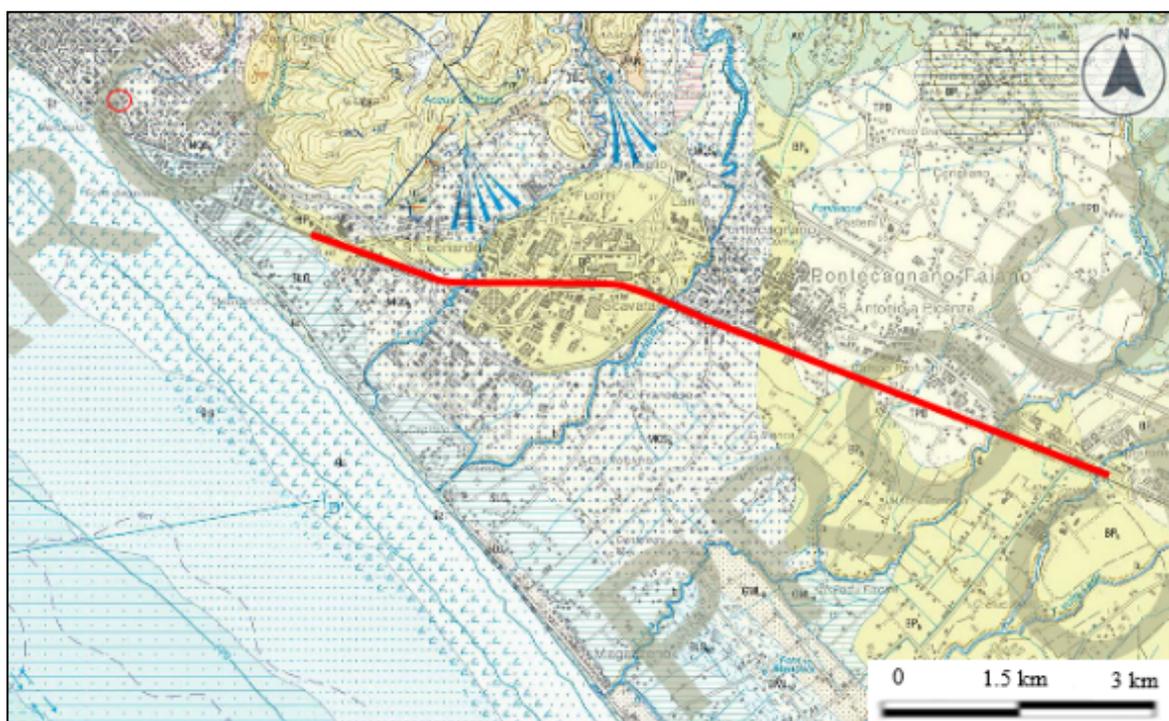


Figura 3 – Stralcio, non in scala, delle Carta Geologica, Foglio 467 “Salerno”, scala 1: 50.000, ISPRA.
 Il tracciato oggetto di intervento è stato evidenziato in rosso.

Di seguito si descrivono le formazioni affioranti presso l'area di progetto, le quali si succedono dal basso verso l'alto secondo il seguente ordine stratigrafico:

- **Subunità della Piana del Sele (Settore Salerno – Pontecagnano – Battipaglia):** depositi di questa Subunità rappresentano tutto il Pleistocene e l'Olocene e costituiscono le principali unità di paesaggio della Piana alluvionale e costiera del Sele. Questa subunità è costituita da due importanti supersintemi (supersintema Battipaglia-Persano; supersintema Eboli), da due unità sintemiche (sintema Campolungo; sintema Gromola) e da due unità litostratigrafiche (Travertini di Pontecagnano; unità di Ariano-Torrente Cornea), di cui seguono le descrizioni delle unità riscontrate nell'area di studio:
 - **Supersintema Battipaglia – Persano (BP):** I sedimenti del supersintema occupano una posizione morfo-crono-stratigrafica compresa tra i conglomerati del supersintema Eboli (CE), a monte, ed i primi depositi tirreniani del sintema Gromola (GML), a valle. In relazione agli ambienti di sedimentazione la porzione più recente, di questo supersintema viene distinta nelle seguenti associazioni di litofacies, probabilmente fra loro eteropiche: **BPa**) Porzione deposta in ambiente di conoide alluvionale - Alternanze latero verticali di ghiaie sabbiose, sabbie e, subordinatamente, peliti sabbiose con frazione grossolana poligenica ed eterometrica proveniente dalle locali serie mesozoiche. Verso l'alto passano a sedimenti alluvionali sabbioso-limoso-argillosi con componente piroclastica e con frequenti episodi pedogenici intercalati. In sommità è spesso conservato un paleosuolo bruno scuro, ben strutturato, molto decalcificato ed argillificato. Spessore non inferiore a 30 m. (Tardo Pleistocene Medio-Pleistocene Superiore basale?); **BPb**) Porzione deposta in ambiente di piana costiera - Sedimenti sabbiosi e pelitici, eteropici di quelli della porzione precedente. Si tratta di complessi sabbioso ghiaiosi e sabbiosi di spiaggia e dune litorali (evidenti sono le tracce morfologiche di antichi cordoni litoranei disposte a quote intorno ai 25 m) alternati a complessi pelitici e pelitico-sabbiosi di laguna e/o stagno costiero con associati sedimenti sabbioso-pelitici di ambienti fluvio-palustri. Localmente sono intercalate lenti ghiaiose e sabbioso-ghiaiose di ambiente alluvionale. Spessore non inferiore a 30 m. (Tardo Pleistocene Medio-Pleistocene Superiore basale?); **BPc**) Depositi travertinosi (travertino di Faiano). Questi depositi, affioranti nell'area di Pontecagnano-Faiano, sono costituiti in gran parte da incrostazioni carbonatiche su supporti vegetali di varia natura (piante superiori, muschi, alghe e cianobatteri) e subordinatamente da sabbie calcaree. Tali depositi formano corpi sedimentari terrazzati, la cui origine è da ricondursi ad acque scorrenti sovrasature in carbonato di calcio. Al Supersintema Battipaglia-Persano è ascritta la seguente unità litostratigrafica:
 - **Travertini di Pontecagnano (TPO):** Costituisce un'unità di tipo litostratigrafico rappresentata da un'associazione di litofacies travertinose formatesi in ambiente di piana fluvio-lacustre ed alluvionale s.l. Essa si colloca dal punto di vista crono-stratigrafico tra il sintema Gromola e il sintema Campolungo; gli affioramenti sono rari e non sono esclusi possibili passaggi eteropici con i sedimenti ghiaioso-sabbiosi del sintema Masseria Acqua Santa. Questa unità si sviluppa esclusivamente in pianura (Pontecagnano) ed a tetto del Tufo Grigio Campano (TGC). La potenza, stimata per mezzo di alcuni sondaggi, non supera la ventina di metri. Tardo Pleistocene superiore-Olocene *p.p.*)
 - **Sintema Campolungo (SLG):** I depositi di questo sintema costituiscono un prisma di sedimenti trasgressivi e progradazionali accrezionato sul fronte della Piana nel corso dell'Olocene, con spessore crescente da terra, dove sono ubicati i depositi più antichi, verso mare. Tale spessore è stimabile in circa 20 m all'altezza della costa attuale. Si tratta di una successione sedimentaria di depositi eolici, marino costieri, lagunari e palustri di età olocenica s.l., organizzati in più cicli sedimentari separati da discordanze di natura erosionale rappresentate da superfici di discontinuità connesse alle fasi trasgressivo-regressive responsabili della loro genesi. Il sintema è limitato a tetto dalla superficie topografica, con morfologie dunari ben conservate ed

estese su tutta la piana costiera del Sele, da Paestum a Salerno. La base è rappresentata, nel sottosuolo, dalla superficie erosionale determinata dalla regressione tardo-wurmiana. In definitiva, le associazioni di litofacies presenti nel sintema Campolongo possono essere così di seguito sintetizzate. **SLGd)** Sabbie eoliche medie e fini a luoghi rubefatte formanti un cordone dunare costiero potente pochi metri; verso il basso passano a sabbie fossilifere, a luoghi debolmente ghiaiose, di spiaggia s.l. e di spiaggia sommersa. Verso terra sono eteropiche di “e”. Età compresa tra 2,5 ka ed il XX secolo. **SLGe)** Depositi pelitici caratterizzanti il riempimento di depressioni retrodunari: argille, argille-siltose, limi e sabbie fossilifere di ambiente lagunare con *Cardium spp.*, evolventi verso l’alto ad argille, limi e limi torbosi limno-palustri con rare e sottili intercalazioni di livelli sabbiosi (tempestiti?). Lo spessore complessivo non supera i 10 m. Sono particolarmente evidenti i rapporti di eteropia con gli altri sedimenti del sintema. Età compresa tra circa 9 ka e l’epoca moderna. **SLGb2)** Depositi colluviali sabbioso-limosi ricchi di sedimenti di suolo e di frazione organica; disposti lungo il margine interno della depressione retrodunare, mantellano i fianchi di deboli pendii o rivestono il fondo di vallecicole, dove comprendono rari e modesti episodi alluvionali debolmente ghiaiosi. Nel complesso sono eteropici dei sedimenti in facies lagunare e limno-palustre del sintema e presentano uno spessore massimo di alcuni metri. (Olocene).

- **Subunità delle Valli fluviali in destra del Sele (Fiumi Irno, picentino e Tusciano):** I depositi di questa subunità sono riferibili a tutto il Pleistocene e sono pertinenti le principali unità di paesaggio fluviali che caratterizzano indistintamente tanto la Piana del Sele che i settori vallivi solcanti il rilievo dei Monti Picentini. In particolare, nell’area di Piana dominano le più recenti facies fini alluvionali e marino-transizionali spesso eteropiche di facies esclusivamente di ambiente di piana costiera. Segue la descrizione dell’unità riscontrata nell’area di studio:

- **Sintema Masseria Acqua Santa (MQS):** Questo sintema caratterizza la complessa sedimentazione delle basse valli dei fiumi Irno, Picentino e Tusciano con passaggi eteropici a sedimenti detritico-alluvionali disposti al piede dei rilievi. Cronostratigraficamente i sedimenti si collocano a tetto del Tufo Grigio Campano (TGC), nel tardo Pleistocene sup.-Olocene inf. A valle la superficie-limite superiore di origine deposizionale scompare sotto i sedimenti del sintema Campolongo (SLG); nella zona del Tusciano, morfologicamente, essa dà luogo ad un corpo alluvionale che si incastra nel sintema Fasanara (NSR) e la cui base scende al di sotto del livello del mare attuale. Nelle valli del Picentino e dell’Irno, la superficie-limite superiore coincide o con la superficie dei coni detritico-alluvionali laterali o con le spianate dei terrazzi fluviali (almeno due ordini di cui uno ben evidente). La superficie limite-inferiore è una superficie erosiva impostata tanto sui depositi del substrato calcareo mesozoico locale e tanto sui depositi conglomeratici e travertinosi più antichi (BP, CE, GML e NSR) sospesi sul fondovalle. Nel complesso il sintema è composto da ghiaie e sabbie poligeniche fluviali s.l., con subordinati episodi pelitici. I conoidi alluvionali sono costituiti prevalentemente da ghiaie calcaree poligeniche fini supportate da matrice piroclastica, alternate a colluvioni vulcanoclastiche e sedimenti di suolo. Le falde detritiche sono composte prevalentemente da breccie stratoidi incoerenti a matrice piroclastica e con clasti calcarei centimetrici spigolosi. A luoghi nella successione si riscontrano livelli di corpi di frana s.l. del tipo *debris-mud-earth flows*. Sono eteropici di conglomerati e sabbie fluviali, colluvioni vulcanoclastiche, livelli limno-palustri, vulcanitici e di travertino nel sottosuolo. Nel complesso la potenza dei depositi di questo sintema, estrapolata mediante stratigrafie di sondaggi geognostici, si aggira mediamente intorno ai 20 m. (Tardo Pleistocene sup.-Olocene).

- **Unità ubiquitarie non completamente formate dell’area continentale:**



LINEA SALERNO – PONTECAGNANO AEROPORTO
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
TRATTA ARECCHI – PONTECAGNANO AEROPORTO
PROGETTO DEFINITIVO – MURI E OPERE DI PRESIDIO

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO
TRACCIATO FERROVIARIO

Sezione TIPO 3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 003	C	10 di 43

- *Depositi alluvionali (b)*: Sedimenti fluviali e alluvioni ghiaiose; sabbie, sabbie ghiaiose e/o limose e limi di fondovalle fluviale caratterizzanti le aree golenali dei principali corsi d'acqua (F. Irno, F. Picentino, F. Tusciano, T. Asa, T. Cornea, ecc.); a luoghi appaiono disposti in modesti, limitati e discontinui terrazzamenti in alveo o chiaramente re-incise. (Olocene).

Riassumendo, la tratta in esame, che si sviluppa lungo il tracciato evidenziato in rosso in Figura 3, interseca i depositi alluvionali caratterizzati da ghiaie, sabbie, sabbie ghiaiose e/o limose e limi alluvionali di fondovalle fluviale caratterizzanti le aree golenali (**b**); depositi pelitici caratterizzanti il riempimento di depressioni retrodunari: argille, argille limose, limi e sabbie fossilifere di ambiente lagunare con spessori inferiori a 10 m (**SLGe**); depositi fluvio-lacustri e travertini rappresentati da livelli fitoclastici, fitotermali e sabbiosi, stratoidi da medi a sottili e talvolta separati da orizzonti pedogenici o da depositi colluviali o piroclastici, lo spessore complessivo è di circa 20 m (**TPO**); due litofacies del supersistema Battipaglia – Persano: alternanze latero-verticali di ghiaie sabbiose, sabbie e peliti sabbiose con frazione grossolana poligenica ed eterometrica con spessore non inferiore a 30 m (**BPa**) e sedimenti prevalentemente fini di ambiente di piana costiera, si tratta di complessi sabbioso ghiaiosi e sabbiosi di spiaggia e dune litorali con spessori non inferiori a 30 m (**BPb**); ghiaie calcaree fini con matrice piroclastica e sedimenti di suolo depositi in contesti di conoide alluvionale, lo spessore è di circa 20 m (**MQSb**).

4.2 UNITÀ GEOTECNICHE

Lungo il tracciato dalle indagini eseguite sono state intercettate le seguenti unità geologiche, definite in precedenza e qui di seguito elencate.

Unità geologica	Descrizione	Unità geotecnica di riferimento
-	Coltre vegetale e materiale antropico	Riporto, R
MQS: Sintema Masseria Acqua Santa	Ghiaie e sabbie fluviali. Ghiaie calcaree poligeniche fini con matrice piroclastica alternate a colluvioni vulcanoclastiche. Spessore medio 20m.	Sabbia, S
		Ghiaia, G
TPO: Travertini di Pontecagnano	Depositi fluvio-lacustri e travertini stratoidi da medi a fini. Non si escludono possibili passaggi eteropici con MQS, spessore medio 20m.	Argilla, A
		Limo, L
		Sabbia, S
		Ghiaia/ciottoli/travertini, G
BPa: Supersintema Battipaglia – Persano	Alternanze di ghiaie sabbiose, sabbie e peliti sabbiose. Spessore non inferiore a 30m.	Limo, L
		Argilla, A
		Sabbia, S
BPb: Supersintema Battipaglia – Persano	Complessi sabbioso-ghiaiosi e sabbia di spiaggia e dune litorali alternati a complessi pelitici e pelitici sabbiosi di laguna. Spessore non inferiore a 30m.	Sabbia, S
		Ghiaia, G



LINEA SALERNO – PONTECAGNANO AEROPORTO
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
TRATTA ARECCHI – PONTECAGNANO AEROPORTO
PROGETTO DEFINITIVO – MURI E OPERE DI PRESIDIO

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO
TRACCIATO FERROVIARIO

Sezione TIPO 3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 003	C	12 di 43

Per quanto riguarda le unità geotecniche, data la ricorrenza della medesima tipologia di materiale all'interno delle diverse unità geologiche, si è deciso di procedere ad una classificazione sulla base della granulometria e dei risultati delle prove penetrometriche (SPT); sulla base dei nuovi dati raccolti si mantiene la classificazione geotecnica indicata nel Progetto di Fattibilità Tecnico Economica, in cui si distinguevano le seguenti sub-unità geotecniche:

- **Argilla (A)**
 - Di scarsa consistenza (A1)
 - Di media consistenza (A2)
- **Limo (L)**
 - Di scarsa consistenza (L1)
 - Di media consistenza (L2)
 - Di alta consistenza (L3)
- **Sabbia (S)**
 - Sabbia media (S)
 - Sabbia limosa (SL)
- **Ghiaia (G)**
 - Ghiaia e sabbia (G/S)

Le principali caratteristiche delle unità geotecniche intercettate, si presentano praticamente omogenee (nell'ambito della normale variabilità geotecnica) lungo tutto lo sviluppo del tracciato.

Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati specifici:

- NN1X00D78L6GE0600001-6: *Profilo geotecnico*;

- NN1X00D78RHGE0600001: *Relazione di Caratterizzazione Geotecnica*.

4.3 SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

Nella seguente tabella si sintetizzano i valori dei parametri geotecnici di progetto per le unità geotecniche intercettate.

	Peso di volume naturale	Angolo di resistenza al taglio	Coesione drenata	Coesione non drenata	Modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni	Nspt caratteristico	Permeabilità
	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	C_u [kPa]	$E_0^{(1)}$ [MPa]	[colpi/30 cm]	k [m/s]
Ripporto R	18-20	31-33	-	-	100-150	5-25	1.0 E ⁻⁰⁵
Argilla scarsa consistenza A1	16-18	19-21	5-10	20-40	100-300 z<30 m	<5	5.6 E ⁻⁰⁸
Argilla media consistenza A2	18-20	19-23	10-20	70-120	300-400 z<30 m	5-40	5.6 E ⁻⁰⁸
Limo scarsa consistenza L1	17-19	22-25	2-5	20-50	85-200 z<30 m 200 – 600 30<z<50 m	<10	3.5 E ⁻⁰⁶
Limo media consistenza L2	17-19	22-25	10-15	45-90	200-350 z<30 m 350-850 30<z<50 m	10-20	3.5 E ⁻⁰⁶
Limo alta consistenza, L3	17-19	22-25	15-30	90-180	400-470 z<30 m 470-1000 30<z<50m	20-40	3.5 E ⁻⁰⁶
Sabbia Limosa SL	18-20	26-30	0-5	-	200-400 z<36 m	15-30	1.2 E ⁻⁰⁷ - 3.6 E ⁻⁰⁶
Sabbia media S	18-20	29-33	-	-	400-800 z<36 m	30-50	3.6 E ⁻⁰⁶ - 1.4 E ⁻⁰⁵
Ghiaia/sabbia G/S	18-19	33-37	-	-	300-800 z<30 m 800-1500 30<z<50 m	30-50	7.8 E ⁻⁰⁵ - 1.5 E ⁻⁰⁴

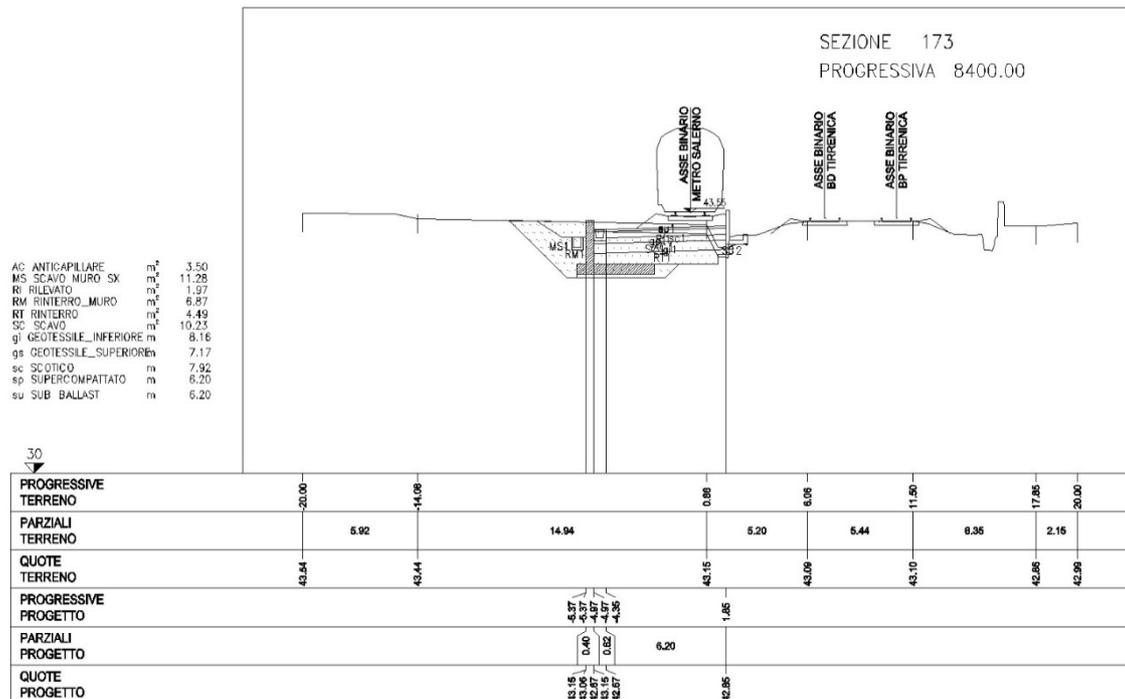
(1) I moduli di deformabilità “operativi” (E') da adottare nel caso di valutazione di cedimenti di rilevati, i moduli elastici “operativi” saranno assunti pari a 1/10 di quello iniziale.

5 SEZIONI ANALIZZATE

La verifica del muro di sostegno è stata effettuata sulla seguente sezione, appartenente alla WBS MU17. La sezione è stata scelta tra tutte quelle disponibili in quanto presenta l'altezza maggiore del muro. Di seguito è anche indicata la stratigrafia presente. L'altezza complessiva del muro (compresa della scarpa) è di 2.80 m.

Sezione 173 – pk 8+400:

Hmuro = 2.8 m



Unità [-]	da [m]	a [m]	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	Cu [kPa]	E0 [MPa]	k [m/s]
R	0.0	1.00	19	32	-	-	125	
SL	1.00	8.00	19	28	3	-	300	1.9 E ⁻⁰⁶
L2	8.00	14.00	18	23	12	67	275	3.5 E ⁻⁰⁶

⁽¹⁾I moduli di deformabilità “operativi” (E') da adottare nel caso di valutazione di cedimenti di rilevati, i moduli elastici “operativi” saranno assunti pari a 1/10 di quello iniziale.

⁽²⁾Lo spessore del riporto considerato nelle analisi è fissato in 1,5m in base a quanto indicato nel capitolo 13 della Relazione Geotecnica.

La falda si ubica ad una profondità di 7.0 m dal p.c.

6 ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO

6.1 PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA

Il peso proprio delle diverse parti strutturali è stato calcolato automaticamente dal programma di calcolo utilizzati, considerando per il calcestruzzo $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$.

6.2 CARICHI PERMANENTI E VARIABILI

6.2.1 Carichi ferroviari

Il peso della massicciata e dell'armamento è stato assunto, per linea in rettilineo, pari a 18 kN/m^3 per un'altezza media pari a 0,80 m secondo quanto riportato nelle specifiche per la progettazione. Risulta quindi un carico distribuito di 14.40 kPa applicato a partire da 2/3 della scarpata del ballast.

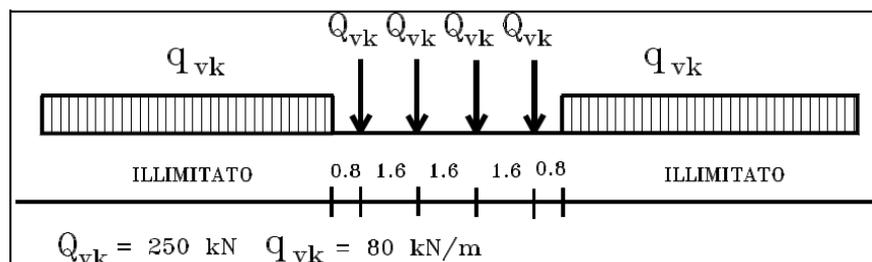
Il carico del treno di riferimento è il più gravoso tra LM71 e SW2.

3.5.2.3.4 Carichi variabili

I carichi variabili da traffico ferroviario sono definiti nel Manuale di Progettazione Ponti.

Con riferimento alle opere in terra e alle opere di sostegno, saranno da utilizzarsi i carichi verticali prodotti dal treno di carico LM 71 moltiplicato per il fattore alfa (α) pari a 1,1 e il treno di carico SW2 (pari a 150 kN/m), definito nella tabella 5.2.I delle NTC 2018. In particolare dovrà valutarsi, di volta in volta, la configurazione di carico che massimizza gli effetti su ciascuna tipologia di opera e/o di verifica.

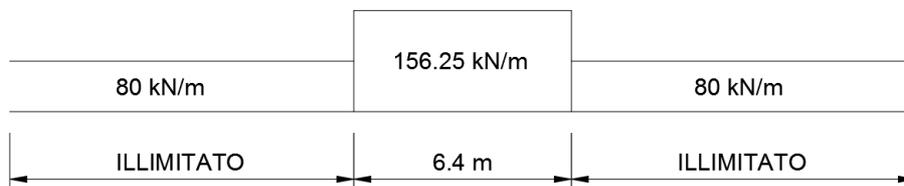
Il carico ferroviario equivalente per le opere in terra si ricava dalla ripartizione trasversale e longitudinale del treno di carico più gravoso (LM71 §5.2.2.3.1.1 del DM 2008) per effetto delle traverse e del ballast secondo quanto previsto dalla norma EN 1991 – 2:2003/AC2010, punto 6.3.2.



Il modello di carico LM71 definito dalle S.T.I. è definito al paragrafo 6.3.6.4. della norma EN 1991-2:2003.

Considerando i 4 carichi assiali da 250 kN e la relativa distribuzione longitudinale, il carico verticale equivalente a metro lineare agente alla quota della piattaforma ferroviaria (convenzionalmente a 70 cm dal piano del ferro) risulta pari a:

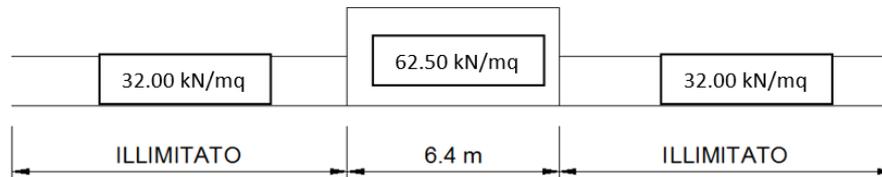
$$p = \frac{4 \times 250}{4 \times 1.60} = 156.25 \text{ kN/m}$$



Considerando la distribuzione trasversale dei carichi su una larghezza di:

$$B_t = 2.30 \text{ m} + 2 \times 0.40 \text{ m} \times 1/4 = 2.50 \text{ m}$$

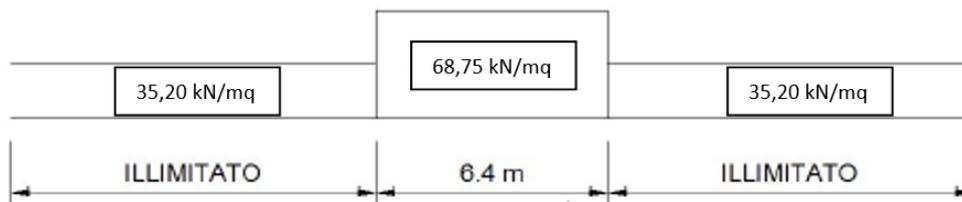
si ricava il carico equivalente unitario agente alla quota della piattaforma ferroviaria:



A tali carichi si deve applicare il coefficiente α secondo quanto dichiarato nel Manuale di Progettazione RFI

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE " α "
LM71	1,10
SW/0	1,10
SW/2	1,00

Tab. 2.5.1.4.1-1 Coefficiente " α "



Il valore del carico del LM71, valutato secondo le indicazioni fornite dal Manuale di Progettazione RFI risulta maggiore di quello del SW2 che risulta pari a $150 \text{ kN/m} / 2.50 \text{ m} = 60 \text{ kN/mq}$.

In definitiva i carichi da considerare per le verifiche di stabilità dei rilevati saranno:

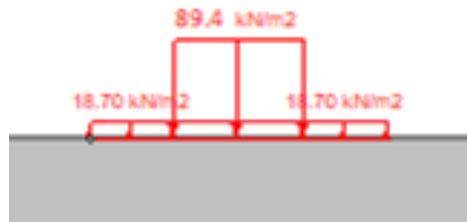
- Carico permanente uniformemente distribuito (ballast + armamento) 14.4 kN/m²
- Carico variabile Treno (uniformemente distribuito su una striscia di 2.50 m) 68.75 kN/m²

6.2.2 Riepilogo carichi applicati

Quindi in sintesi per le condizioni di carico esaminate si applicano i seguenti carichi:

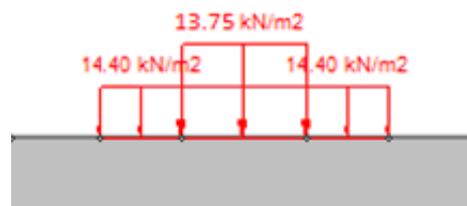
✓ Condizioni Statiche:

- Carico permanente: 18.70 kPa
- Carico accidentale: 89.40 kPa



✓ Condizioni Sismiche:

- Carico permanente: 14.4 kPa
- Carico accidentale: 13.75 kPa (coefficiente di combinazione pari a 0.2 come da § 5.2.2.8 della NTC2018).
- In condizioni sismiche i coefficienti parziali sulle azioni vanno posti pari ad 1.



Per quanto riguarda il nuovo rilevato, si considerano i seguenti parametri caratteristici di calcolo:

- $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ peso di volume naturale
- $\phi' = 32^\circ$ angolo di resistenza al taglio
- $c' = 0$ coesione drenata

I suddetti carichi sono stati implementati sia per la nuova linea che per le linee esistenti.

In ogni caso:

- carichi permanenti sono considerati agenti dietro il piano verticale (la situazione più sfavorevole per scivolamento e ribaltamento), proiettati orizzontalmente su di esso secondo $q \cdot K_A$

- I carichi sulle traversine si considerano proiettati sul piano virtuale del muro secondo lo schema allegato, con la seguente distribuzione $q \cdot 2.50 \cdot \sqrt{K_A} / 7.66 \text{ m}$.

La sezione rappresenta la condizione più sfavorevole sia per geometria che per posizione relativa del treno

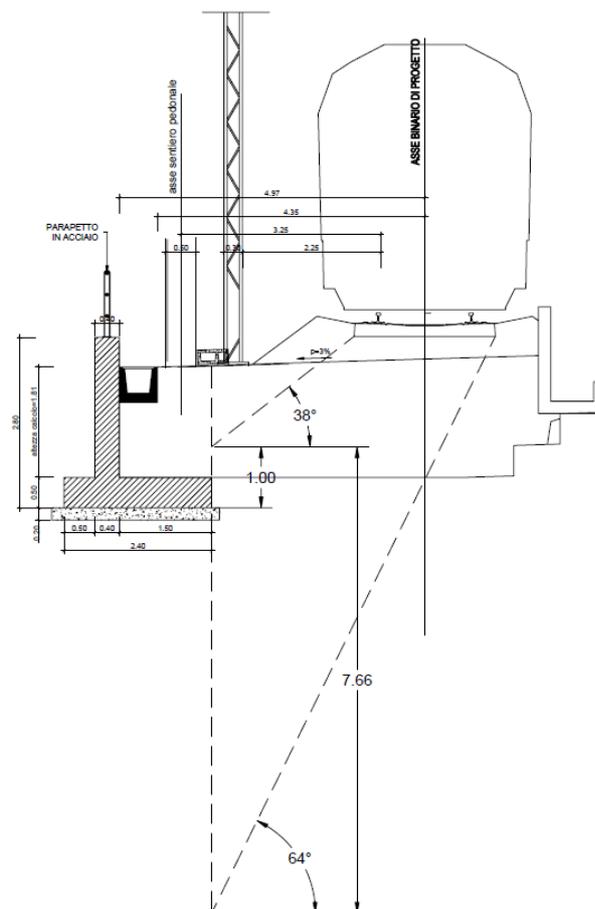


Figura-4 Distribuzione del carico del treno sul piano virtuale

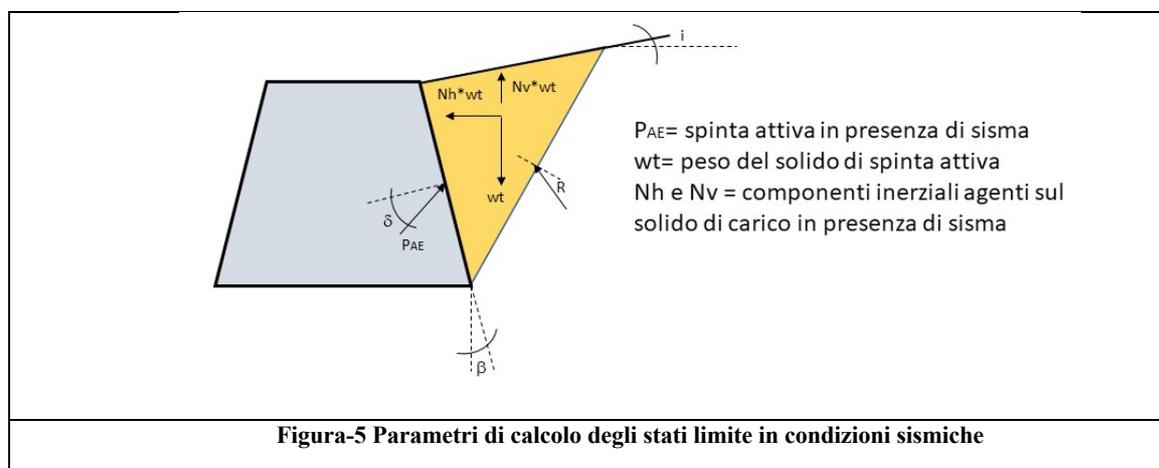
6.3 AZIONE SISMICA

I parametri sismici, in questo caso l'accelerazione massima di picco (comprensiva quindi di amplificazione topografica e stratigrafica), sono desunti dalla Relazione Geologica [4].

In particolare, per verifiche di tipo SLV, VR= 112.5 anni:

- Tratta 1 da pk 0+000 a pk 0+822: Categoria di sottosuolo C, $a_{max} = 0.196g$
- Tratta 2 da pk 0+822 a pk 4+722: Categoria di sottosuolo E, $a_{max} = 0.212g$.
- **Tratta 3 da pk 4+722 a pk 8+811: Categoria di sottosuolo C, $a_{max} = 0.196g$.**

Nel seguito sono presentati i calcoli per la definizione dei coefficienti di spinta in condizioni sismiche secondo la teoria di Mononobe-Okabe, la cui simbologia è presentata nella figura seguente.



Indicando con:

- K_{ad} , il coefficiente di spinta attivo in condizioni statiche
- K_{ae} , il coefficiente di spinta attivo in condizioni sismiche

Si ottiene che l'incremento legato al sisma è dato dall'applicazione di un coefficiente di spinta che è la differenza tra i due sopra indicati

$$\Delta K_{sisma} = K_{ad} - K_{ae}$$



LINEA SALERNO – PONTECAGNANO AEROPORTO
 COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
 TRATTA ARECCHI – PONTECAGNANO AEROPORTO
 PROGETTO DEFINITIVO – MURI E OPERE DI PRESIDIO

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO
 TRACCIATO FERROVIARIO

Sezione TIPO 3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 003	C	20 di 43

Nel seguito la tabella con i calcoli esplicitati per il calcolo dei valori numerici (Mononobe-Okabe)

ACTIVE

Kh= 0.075
 Kv= 0.038
 ac(g)= 0.075
 ϕ (°)= 38
 δ (°)= 0
 β (°)= 0
 i (°)= 0

θ (rad)= 0.08

$\phi - \beta - \theta$ (rad)= 0.59
 $\cos(\phi - \beta - \theta)**2= 0.69$

$\cos\theta= 1.00$
 $\cos(\beta)**2= 1.00$

$\delta + \beta + \theta$ (rad)= 0.08
 $\cos(\delta + \beta + \theta)= 1.00$

$\phi + \delta$ (rad)= 0.66
 $\text{sen}(\phi + \delta)= 0.62$
 $\phi - i - \theta$ (rad)= 0.59
 $\text{sen}(\phi - i - \theta)= 0.55$
 $\delta + \beta + \theta$ (rad)= 0.08
 $\cos(\delta + \beta + \theta)= 1.00$
 $i - \beta$ (rad)= 0.00
 $\cos(i - \beta)= 1.00$

raíz= 0.58

$(1+raíz)**2= 2.51$

Kad= 0.28

Kad - Kae= 0.04

7 MATERIALI UTILIZZATI

- CALCESTRUZZO STRUTTURE IN ELEVAZIONE E FONDAZIONE:

C32/40

= classe di resistenza

$f_{ck} =$	33,2	MPa	= resistenza cilindrica caratteristica a compressione
$\alpha_{cc} =$	0,85		= coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata
$\gamma_c =$	1,5		= coefficiente parziale di sicurezza
$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c =$	18,81	MPa	= resistenza cilindrica di calcolo a compressione
$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	41,2	MPa	= resistenza cilindrica media a compressione
$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3}$ per classi \leq C50/60	3,10	MPa	= resistenza media a trazione
$f_{ctm} = 2,12 \ln[1+f_{cm}/10]$ per classi $>$ C50/60			
$f_{ctk} = 0,7 f_{ctm} =$	2,17	MPa	= resistenza caratteristica a trazione
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1,45	MPa	= resistenzadi calcolo a trazione
$E_c = 22000 [(f_{ck}+8)/10]^{0,3} =$	33643	MPa	= modulo elastico

Classe di esposizione **XC4**

Copriferro **50** mm da Manuale Progettazione sez ii-iii e secondo NTC18

- ACCIAIO PER ARMATURE: B450C

$f_{tk} \geq$	540	MPa	= tensione caratteristica di rottura
$f_{yk} \geq$	450	MPa	= tensione caratteristica di snervamento
$\gamma_s =$	1,15		= coefficiente parziale di sicurezza
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	391,3	MPa	= resistenza di calcolo
$E_s =$	200000	MPa	= modulo elastico

8 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

8.1 VERIFICHE GEOTECNICHE (SLU)

Nel seguenti paragrafi si esplicano le verifiche di stabilità effettuate per tutte le sezioni di muri analizzate.

8.1.1 Verifica di scorrimento

La componente orizzontale della spinta del suolo deve essere vinta dalle forze di attrito tra la base del muro e il suolo su cui poggia. Il rapporto tra le forze resistenti (derivanti dalla componente verticale della spinta attiva del terreno e dal peso del muro) e le forze di scorrimento (componente orizzontale della spinta attiva del terreno) è chiamato fattore di sicurezza contro lo scorrimento FS_d.

Secondo le NTC2018 e l'applicazione dei coefficienti corrispondenti alla combinazione 1 (A1 + M1 + R3), la verifica di FS deve essere maggiore di 1.1 (fattore R3).

In relazione alla disposizione del muro e all'assenza di terreno a valle dello stesso, la spinta passiva nella parte anteriore del muro è zero. Per evitare lo slittamento, pertanto, è necessario che:

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

$$FS_d = \frac{F_r}{E_h} \geq 1,1$$

$$F_r = \mu(R_v + E_v) + c' \cdot B + E_p$$

Dove:

F_r : forza di attrito;

E_h : componente orizzontale della spinta del suolo;

R_v : risultante forze verticali (peso del muro);

E_v : componente verticale della spinta del suolo;

B : larghezza della base del muro;

μ : coefficiente di attrito tra suolo e muro, $\mu = \tan(2/3 \varphi) = 0.47$;

c' : coesione del suolo (ipotizzato nullo);

E_p : spinta passiva (ipotizzato nullo).

8.1.2 Verifica del ribaltamento

Per lo studio della stabilità al ribaltamento, i momenti sono stati calcolati rispetto al vertice anteriore della base del muro. Il rapporto tra i momenti stabilizzanti (M_e) prodotti dal peso del muro e della componente verticale della spinta attiva del suolo, e i momenti destabilizzanti (M_v) prodotti dalla spinta del terreno, è noto come fattore di sicurezza al ribaltamento FS_v .

Secondo le NTC2018 e l'applicazione dei coefficienti corrispondenti alla combinazione 1 ($A1 + M1 + R3$), la verifica di FS_v deve essere maggiore di 1.15 (fattore $R3$).

A causa della disposizione del muro, la spinta passiva nella parte anteriore del muro è zero.

Per evitare il ribaltamento, pertanto, è necessario soddisfare che:

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

$$FS_v = \frac{M_e}{M_v} \geq 1,15$$

Dove:

M_e : momenti stabilizzanti ($M_p + M_{Ev}$);
 M_v : momenti destabilizzanti (M_{Ea}).

8.1.3 Verifica capacità portante

Il formato di verifica utilizzato è quello fornito dalla clausola 6.2.1 di NTC2018. La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto al § 6.8 di NTC2018, secondo l'Approccio 1, con la Combinazione 2 ($A2+M2+R2$), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II di NTC2018 per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I di NTC2018 per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.



LINEA SALERNO – PONTECAGNANO AEROPORTO
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
TRATTA ARECCHI – PONTECAGNANO AEROPORTO
PROGETTO DEFINITIVO – MURI E OPERE DI PRESIDIO

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO
TRACCIATO FERROVIARIO

Sezione TIPO 3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 003	C	24 di 43

Secondo le NTC2018 e l'applicazione dei coefficienti corrispondenti alla combinazione 1 (A2 + M2 + R2), la verifica di FSv deve essere maggiore di 1.4 (fattore R3).

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Per la determinazione della capacità portante de disegno della fondazione alla base del muro, sono state utilizzate le espressioni proposte da Brinch-Hansen, come specificato nell'Allegato D del EN1997-1:2004.

8.1.4 Verifica a stabilità globale

L'esame delle condizioni di stabilità è stato condotto utilizzando gli usuali metodi dell'equilibrio limite. Per la valutazione dei fattori di sicurezza alla stabilità globale si è impiegato il codice di calcolo denominato Slide 7.0, in cui la ricerca delle superfici critiche viene svolta attraverso la generazione automatica di un elevato numero di superfici di potenziale scivolamento. Sono state cautelativamente considerate ipotesi di deformazione piana. In particolare, in questa sede si fa riferimento al metodo di Bishop che prevede superfici di scorrimento circolari nei terreni. Nelle analisi sono state ovviamente trascurate le superfici più corticali in quanto poco significative e per le quali non risulta idonea un'analisi convenzionale all'equilibrio limite.

Il coefficiente di sicurezza FS a rottura lungo la superficie di scorrimento viene definito come rapporto tra la resistenza al taglio disponibile lungo la superficie S e quella effettivamente mobilitata lungo la stessa superficie:

$$FS = \frac{\int_S \tau_{\text{disp}}}{\int_S \tau_{\text{mob}}}$$

In accordo alla normativa vigente per rilevati in materiali sciolti e fronti di scavo, le analisi di stabilità vengono condotte secondo la combinazione (A2+M2+R2).

Secondo quanto previsto da normativa, per le analisi di stabilità in condizioni statiche SLU, i parametri di resistenza del terreno devono essere abbattuti a mezzo dei coefficienti parziali di seguito riportati.

$\gamma_{\phi'} = 1.25$ coefficiente parziale per l'angolo di resistenza al taglio

$\gamma_{c'} = 1.25$ coefficiente parziale per la coesione drenata

L'analisi viene quindi condotta con i seguenti parametri geotecnici di calcolo:

$\tan(\phi'_k) = \tan(\phi'_k) / \gamma_{\phi'}$ angolo di resistenza al taglio

$c'_k = c'_k / \gamma_{c'}$ coesione drenata

Unità	Parametri di progetto		Parametri minorati in condizioni statiche SLU	
	ϕ' [°]	c' [kPa]	ϕ' [°]	c' [kPa]
R	32	-	26.56	-
L1	23	3	18.75	2.4
L2	23	12	18.75	9.6
L3	23	17	18.75	13.6
S	31	-	25.67	-
r	38	-	32	-



LINEA SALERNO – PONTECAGNANO AEROPORTO
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
TRATTA ARECCHI – PONTECAGNANO AEROPORTO
PROGETTO DEFINITIVO – MURI E OPERE DI PRESIDIO

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO
TRACCIATO FERROVIARIO

Sezione TIPO 3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 003	C	26 di 43

Il coefficiente di sicurezza minimo per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo è pari ad 1.1 (γ_R) in condizioni SLU statiche, quindi il fattore di sicurezza alla stabilità da verificare è $FS \geq 1.1$. (§ 6.8.2 delle NTC 2018).

La stratigrafia, la quota di falda e i parametri geotecnici caratteristici sono desunti dalla caratterizzazione geotecnica definita nella Relazione di Geotecnica Generale.

8.2 VERIFICHE GEOTECNICHE (SLV) IN CONDIZIONI SISMICHE

In condizioni sismiche le verifiche di sicurezza sono mirate a controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni (condizione $E_d < R_d$ [6.2.1] delle NTC 2018) impiegando lo stesso approccio delle condizioni statiche SLU (§ 6.8.2 delle NTC 2018) Combinazione (A2+M2+R2), ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1 delle NTC 2018) e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari $\gamma_R = 1.2$ (indicate alla tabella 7.11.III delle NTC2018).

In generale, il metodo pseudo-statico modella l'azione sismica considerando in luogo delle azioni dinamiche azioni statiche equivalenti ovvero forze statiche orizzontali f_h e verticali f_v per unità di volume, d'intensità pari al prodotto fra il peso specifico del corpo γ sottoposto all'azione dinamica ed un coefficiente sismico:

$$f_h = \gamma \cdot k_h \quad \text{forza orizzontale per unità di volume}$$

$$f_v = \gamma \cdot k_v \quad \text{forza verticale per unità di volume}$$

dove:

$$\gamma = \text{peso specifico del volume considerato.}$$

In accordo alla normativa vigente per le analisi in esame, la componente orizzontale (a_h) dell'accelerazione può essere legata all'accelerazione massima attraverso la seguente relazione:

$$k_h = \beta_s \cdot a_{\max} / g$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove:

k_h = coefficiente sismico in direzione orizzontale;

k_v = coefficiente sismico in direzione verticale;

a_{\max} = accelerazione massima attesa al sito; g = accelerazione di gravità;

β_s = coefficiente di riduzione dall'accelerazione massima attesa al sito, 0.38 nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)

	tratta	amax	beta (SLV)	kh	kv(+)	kv(-)
sez 173	3	0.196	0.38	0.075	0.037	-0.037

Secondo le NTC2018 i coefficienti parziali γ_R di sicurezza delle verifiche di carico limite, scorrimento, e ribaltamento in condizioni sismiche degli stati limite (SLV) dei muri di sostegno sono:

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2



LINEA SALERNO – PONTECAGNANO AEROPORTO
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
TRATTA ARECCHI – PONTECAGNANO AEROPORTO
PROGETTO DEFINITIVO – MURI E OPERE DI PRESIDIO

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO
TRACCIATO FERROVIARIO

Sezione TIPO 3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 003	C	28 di 43

8.2.1 Parametri Sismici

I parametri sismici, in questo caso l'accelerazione massima di picco (comprensiva quindi di amplificazione topografica e stratigrafica), sono desunti dalla Relazione Geologica [4].

In particolare, per verifiche di tipo SLV, VR= 112.5 anni:

- Tratta 1 da pk 0+000 a pk 0+822: Categoria di sottosuolo C, $a_{max} = 0.196g$
- Tratta 2 da pk 0+822 a pk 4+722: Categoria di sottosuolo E, $a_{max} = 0.212g$.
- **Tratta 3 da pk 4+722 a pk 8+811: Categoria di sottosuolo C, $a_{max} = 0.196g$.**



LINEA SALERNO – PONTECAGNANO AEROPORTO
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
TRATTA ARECCHI – PONTECAGNANO AEROPORTO
PROGETTO DEFINITIVO – MURI E OPERE DI PRESIDIO

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO
TRACCIATO FERROVIARIO

Sezione TIPO 3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 003	C	29 di 43

8.3 VERIFICHE STRUTTURALI SLU

Le verifiche sono condotte nel rispetto di quanto dichiarato nell'istruttoria RFI DTC INC PO SP IFS 001 A § 1.8.3.

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite. I coefficienti di sicurezza adottati sono i seguenti:

- coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo: 1.50;
- coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio in barre: 1.15;

Il paragrafo in oggetto illustra nel dettaglio i criteri generali adottati per le verifiche strutturali e geotecniche condotte nel progetto. Ulteriori dettagli di carattere specifico, laddove impiegati, sono dichiarati e motivati nelle relative risultanze delle verifiche.

8.3.1 Criteri di verifica delle sezioni in c.a.

Per le sezioni in cemento armato si effettuano:

- verifiche per gli stati limite ultimi a presso-flessione;
- verifiche per gli stati limite ultimi a taglio;
- verifiche per gli stati limite di esercizio (apertura massima delle fessure).

8.3.2 Verifiche per gli stati limite ultimi a flessione – pressoflessione

Allo stato limite ultimo, le verifiche a flessione o presso-flessione sono condotte confrontando (per le sezioni più significative) le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando di conseguenza il corrispondente fattore di sicurezza.

8.3.3 Verifica agli stati limite ultimi a taglio

La verifica allo stato limite ultimo per azioni di taglio è condotta secondo quanto prescritto dal DM17/01/2018, per elementi con armatura a taglio verticali.

Si fa, pertanto, riferimento ai seguenti valori della resistenza di calcolo:

- resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio:

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

- valore di progetto dello sforzo di taglio che può essere sopportato dall'armatura a taglio alla tensione di snervamento:

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

- valore di progetto del massimo sforzo di taglio che può essere sopportato dall'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta)$$

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \text{ con } d \text{ in mm};$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} \leq 0,02;$$

A_{s1} è l'area dell'armatura tesa;

b_w è la larghezza minima della sezione in zona tesa;

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \cdot f_{cd};$$

N_{Ed} è la forza assiale nella sezione dovuta ai carichi;

A_c è l'area della sezione di calcestruzzo;

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

$1 \leq \operatorname{ctg}\theta \leq 2,5$ è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave;

A_{sw} è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio;

s è il passo delle staffe;

f_{ywd} è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio;

$f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$ è la resistenza ridotta a compressione del calcestruzzo d'anima;

$\alpha_{cw} = 1$ è un coefficiente che tiene conto dell'interazione tra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale.

8.4 VERIFICHE STRUTTURALI SLE

La verifica nei confronti degli Stati limite di esercizio, consiste nel controllare, con riferimento alle sollecitazioni di calcolo corrispondenti alle Combinazioni di Esercizio il tasso di Lavoro nei Materiali e l'ampiezza delle fessure attesa, secondo quanto di seguito specificato.

8.4.1 Fessurazione

Per la fessurazione si riportano di seguito le prescrizioni come da Manuale di progettazione par. 2.5.1.8.3.2.4.

Stato limite di decompressione

Le tensioni sono calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata; per tutte le strutture precomprese, sia a fili, sia a trefoli che a barre, nelle zone in cui la struttura è considerata precompressa, nella combinazione caratteristica (rara) dello SLE non devono verificarsi tensioni di trazioni.

Stato limite di apertura delle fessure

L'apertura convenzionale delle fessure, calcolata con la combinazione caratteristica (rara) per gli SLE, dovrà risultare:

- $\delta_f \leq w_1$ 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;
- $\delta_f \leq w_2$ per strutture in condizioni ambientali ordinarie secondo il citato paragrafo del DM 17.01.2018.

Per eseguire le verifiche a fessurazione del cemento armato si individua come classe di esposizione del calcestruzzo pari a XD2. Tali classi di esposizione rientrano nelle condizioni ambientali "Molto Aggressive" come desumibile dalla tabella 4.1.III.,

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

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

Inoltre la struttura è realizzata con c.a. ordinario e si utilizza pertanto un'armatura definita poco sensibile.

A seguito delle condizioni di seguito riassunte: Combinazione rara - Armatura poco sensibile - Ambiente Molto aggressive.

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_k	Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

I valori limite sono pari a: $w_1 = 0.2$ mm; $w_2 = 0.3$ mm; $w_3 = 0.4$ mm.

Riepilogando:

- combinazione frequente w_1
- combinazione quasi permanente w_1
- combinazione caratteristica w_1 (secondo il Manuale di Progettazione)

8.4.2 Valori limite delle tensioni

Come da Manuale di progettazione par. 2.5.1.8.3.2.1 si utilizzano i seguenti limiti tensionali:

Strutture in C.A.

Tensioni di compressione del calcestruzzo

Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- Per combinazione di carico caratteristica (rara): $0,55 f_{ck}$;
- Per combinazioni di carico quasi permanente: $0,40 f_{ck}$;
- Per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

Tensioni di trazione nell'acciaio

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare $0,75 f_{yk}$.



LINEA SALERNO – PONTECAGNANO AEROPORTO
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
TRATTA ARECCHI – PONTECAGNANO AEROPORTO
PROGETTO DEFINITIVO – MURI E OPERE DI PRESIDIO

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO
TRACCIATO FERROVIARIO

Sezione TIPO 3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 003	C	33 di 43

9 RISULTATI VERIFICHE GEOTECNICHE

9.1 CAPACITÀ PORTANTE / SCORRIMENTO / RIBALTAMENTO /

La verifica a capacità portante, scorrimento e ribaltamento sono riportate nel capitolo 10, alla voce *'bearing resistance calculation'*, *'design against sliding'* e *'design against toppling'*.

9.2 STABILITÀ GLOBALE

Le valutazioni sulla stabilità delle scarpate sono state fatte sulla base delle prescrizioni della normativa di riferimento (NTC 2018) [N1], utilizzando quindi la Combinazione 2 dell’Approccio 1: A2+M2+R2.

9.2.1 Sintesi Condizioni Statiche

I fattori parziali applicati al calcolo in condizioni statiche (§ 3.5.2.3.8 del Manuale di Progettazione delle Opere Civili corpo stradale che richiama la tabella 5.2.V delle NTC2018) sono assunti pari:

- Sovrastruttura ferroviaria: amplificato moltiplicando per 1.3 il valore caratteristico;
- Carico treno: amplificato moltiplicando per 1.3 il valore caratteristico;
- Tangente dell’angolo di attrito di calcolo: ridotta dividendo per 1.25 il valore caratteristico;
- Coesione efficace di calcolo: ridotta dividendo per 1.25 il valore caratteristico;
- Coesione non drenata di calcolo: ridotta dividendo per 1.4 il valore caratteristico;
- Coefficiente sulle resistenze pari a 1.1.

9.2.2 Sintesi Condizioni Sismiche

Per le analisi di stabilità sismiche SLV sono stati utilizzati i seguenti parametri:

- Sovrastruttura ferroviaria: non amplificato;
- Carico treno: coefficiente di combinazione pari a 0.2;
- Tangente dell’angolo di attrito di calcolo: pari al valore caratteristico;
- Coesione efficace di calcolo: pari al valore caratteristico;
- Coesione non drenata di calcolo: pari al valore caratteristico;
- Coefficiente sulle resistenze pari a 1.2.
- $\beta_s = 0.38$;

	tratta	amax	beta (SLV)	kh	kv(+)	kv(-)
sez 173	3	0.196	0.38	0.075	0.037	-0.037

9.2.3 Risultati

Nelle seguenti figure sono mostrati i risultati delle verifiche di stabilità delle scarpate sia in condizioni statiche che sismiche SLU (con $\pm K_v$).

Per verificare la stabilità del muro di sostegno a mensola, si è ipotizzato che a destra della sezione non fosse presente un muro (non oggetto di questa relazione).

I fattori di sicurezza minimi ottenuti dalle verifiche sono sempre maggiori di quanto prescritto dalla normativa ($\gamma_R \geq 1.1$ per le analisi statiche SLU e $\gamma_R \geq 1.2$ per le analisi sismiche SLV); quindi le verifiche di stabilità sono sempre soddisfatte.

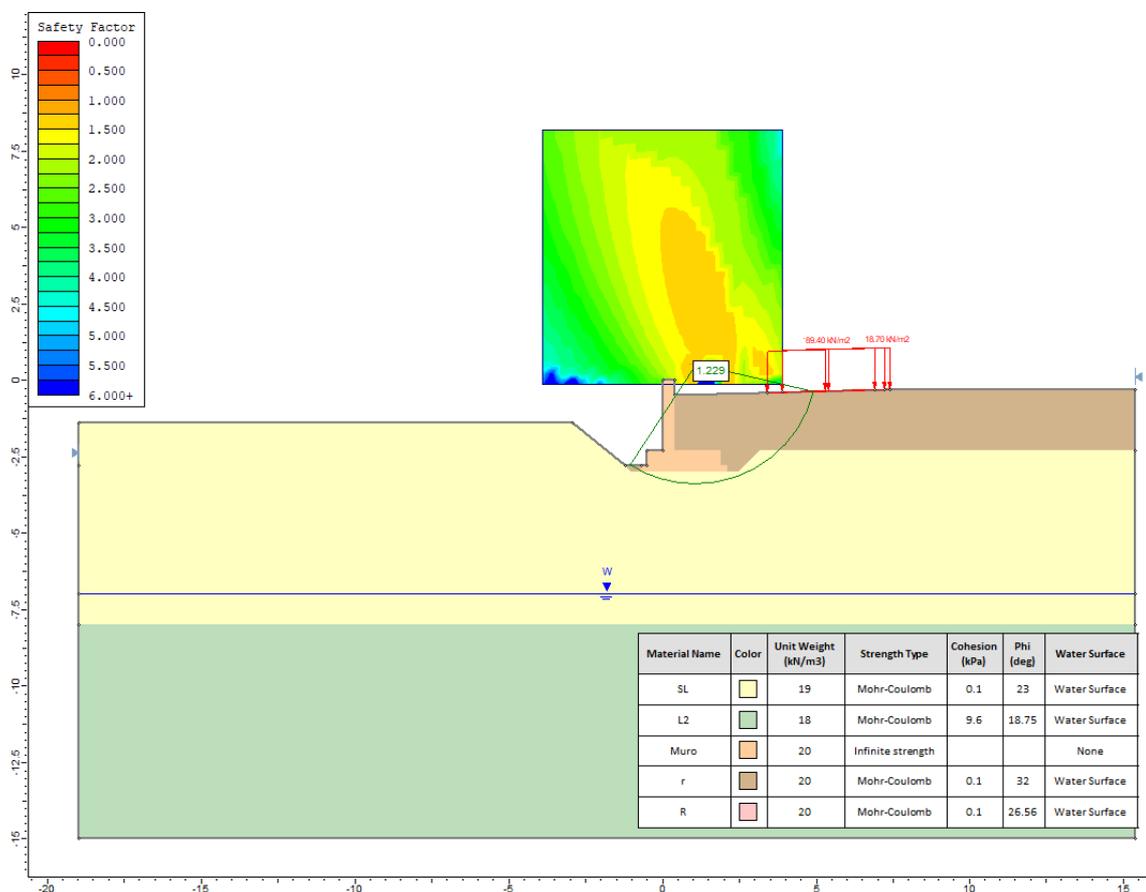


Figura 6 – Analisi di stabilità statica H=2.80 m

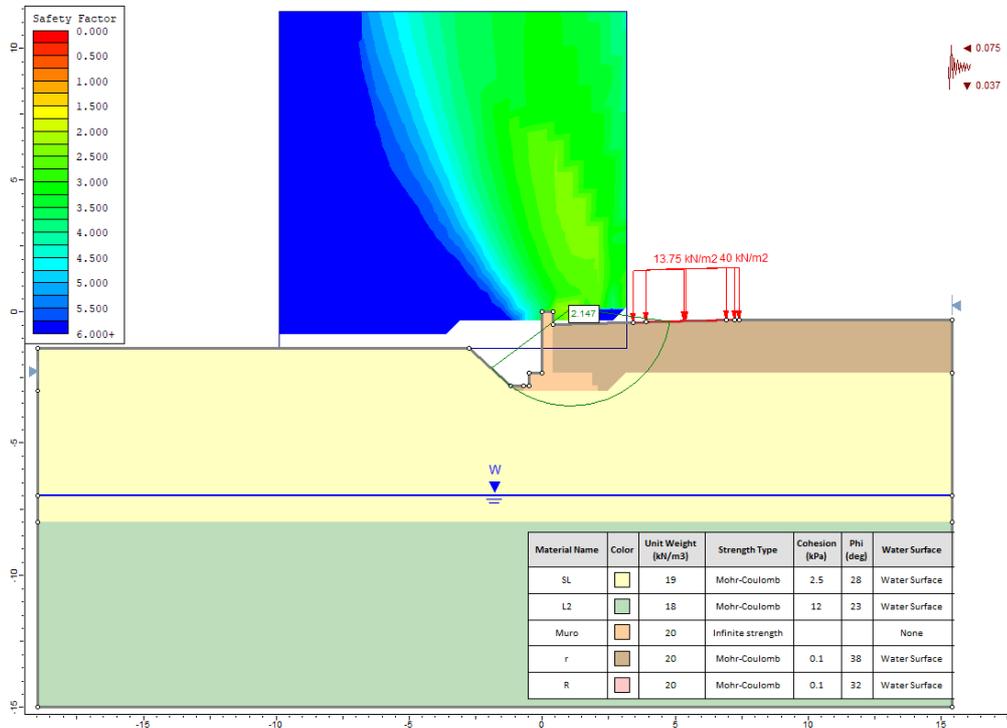


Figura 7 – Analisi di stabilità sismica H=2.80 m (kv+)

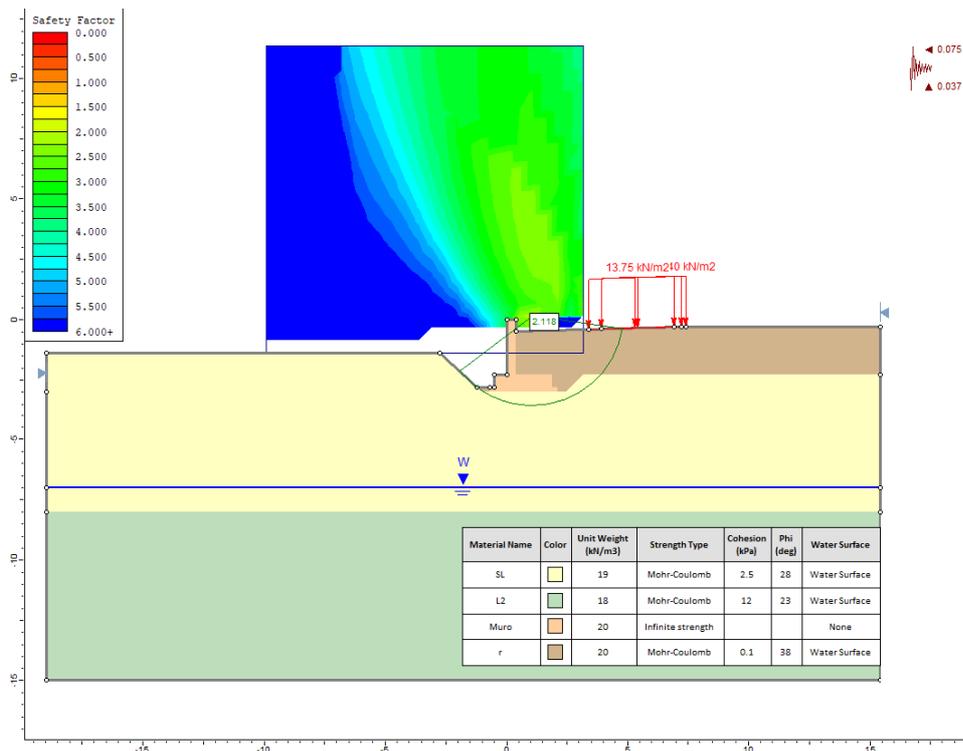


Figura 8 – Analisi di stabilità sismica H=2.80 m (kv-)

**RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO
 TRACCIATO FERROVIARIO**

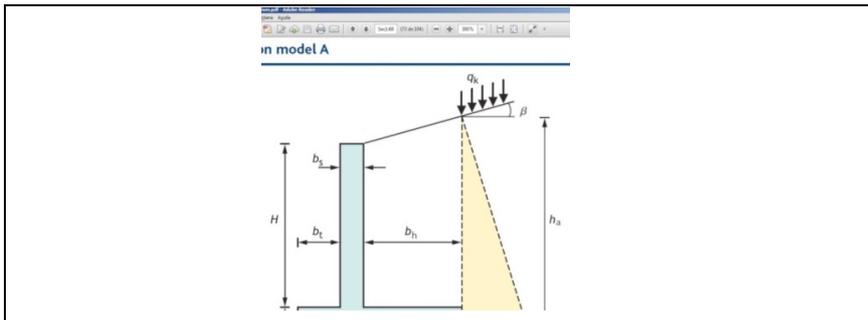
Sezione TIPO 3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 003	C	37 di 43

10 RISULTATI VERIFICHE STRUTTURALI

Retaining wall: MURI SOSTEGNO TIPO 3

GEOMETRY AND ACTIONS - DA1C1



Base width	B	2.40	m
Breadth of wall stem	b_s	0.40	m
Thickness of the wall base	t_b	0.50	m
Breadth of wall toe	b_t	0.50	m
Ground slope at the top	β	0.00	°
Height of wall stem	H	2.30	m
Height of fence stem	H_F	0.49	m
Imposed vertical surcharge acting at ground surface behind the virtual plane	q_{1k}	14.4	kN/m ²
Imposed horizontal surcharge acting on the virtual plane	q_{2k}	11.0	kN/m ²
Height of action of q_{2k} from BOC of slab	h_2	0.50	m
Breadth of the wall heel	b_h	1.50	m
Overall height	h_a	2.80	m

RETAINED MATERIAL PARAMETERS

Moist weight density of the soil	γ_k	20.0	kN/m ³
Saturated weight density of the soil	γ_{sat}	20.0	kN/m ³
Effective weight density of the soil	γ'_k	10.0	kN/m ³
Characteristic angle of shearing resistance	ϕ'_k	38.0	°
Design angle of shearing resistance	ϕ'_d	38.0	°
Characteristic cohesion intercept in terms of effective stress	c'_k	0.0	kN/m ²
Design cohesion intercept in terms of effective stress	c'_d	0.0	kN/m ²

BASE MATERIAL PARAMETERS

Moist weight density of the soil	γ_k	19.0	kN/m ³
Saturated weight density of the soil	γ_{sat}	19.0	kN/m ³
Effective weight density of the soil	γ'_k	9.0	kN/m ³
Characteristic angle of shearing resistance	ϕ'_k	28.0	°
Design angle of shearing resistance	ϕ'_d	28.0	°
Characteristic cohesion intercept in terms of effective stress	c'_k	3.0	kN/m ²
Design cohesion intercept in terms of effective stress	c'_d	3.0	kN/m ²

INTERMEDIATE CALCULATIONS

Design earth thrust	$H_{Ed,G}$	25.2	kN/m
Design thrust of imposed surcharge q_{k1}	$H_{Ed,Q1}$	14.4	kN/m
Design thrust of imposed surcharge q_{k2}	$H_{Ed,Q2}$	8.3	kN/m
Characteristic weight of wall stem	$W_{d,s}$	27.9	kN/m
Characteristic weight of wall base	$W_{d,b}$	30.0	kN/m
Characteristic weight of backfill	$W_{d,f}$	69.0	kN/m

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO
 TRACCIATO FERROVIARIO

Sezione TIPO 3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 003	C	38 di 43

BEARING RESISTANCE CALCULATION - DESIGN APPROACH 1 COMBINATION 1. DRAINED CONDITIONS

Counter-clockwise moment = [+]

Moment of horizontal forces about base centre		45.7	kN/m
Moment of vertical forces about base centre		-23.1	kN/m
Total eccentricity of actions	e	0.18	m
Effective foundation width	B'	2.04	m
Bearing capacity factor	N _q	14.7	
Bearing capacity factor	N _c	25.8	
Bearing capacity factor	N _γ	14.6	
Factor for the shape of foundation	s _c	1.00	
Factor for the shape of foundation	s _q	1.00	
Factor for the shape of foundation	s _γ	1.00	
	m _B	2.00	
Factor for the inclination of the load	i _c	0.51	
Factor for the inclination of the load	i _q	0.55	
Factor for the inclination of the load	i _γ	0.40	
Gross design bearing pressure	q _{Ed}	83.8	KN/m ²
Gross design bearing resistance	q _{Rd}	153.7	KN/m ²
Over design factor	(≥ 1.40)	Check	1.83 OK

DESIGN AGAINST SLIDING

Total design thrust	H _{Ed}	47.8	kN/m
Drained sliding resistance	H _{Rd}	60.1	kN/m
H _{Rd} / H _{Ed}	(≥ 1.10)	Check	1.26 OK

DESIGN AGAINST TOPPLING

Destabilizing moment about the wall toe	M _{Ed,dst}	45.7	mkN/m
Stabilizing moment about the wall toe	M _{Ed,stb}	169.4	mkN/m
M _{Ed,stb} / M _{Ed,dst}	(≥ 1.15)	Check	3.71 OK

STEM BASE - REINFORCEMENT DESIGN GOVERNING FORCES

Design bending moment	M _{Ed}	26.6	mkN/m
Design shear force	V _{Ed}	29.8	kN/m
Quasi-permanent bending moment	M _{QP}	9.6	mkN/m
Characteristic bending moment	M _K	13.7	mkN/m

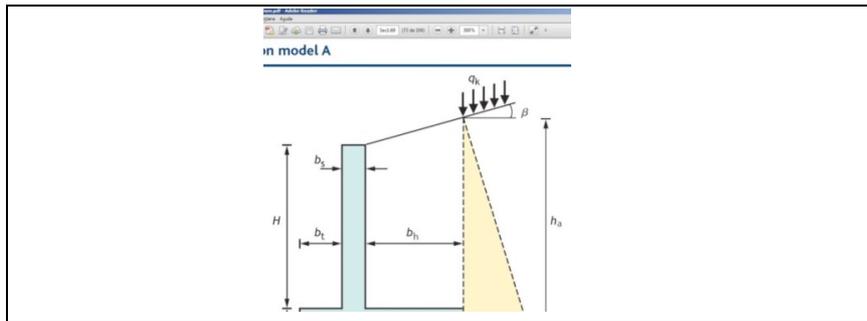
RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO
 TRACCIATO FERROVIARIO

Sezione TIPO 3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 003	C	39 di 43

Retaining wall: MURI SOSTEGNO TIPO 3

GEOMETRY AND ACTIONS - SEISMIC DESIGN SITUATION



Base width	B	2.40	m
Breadth of wall stem	b _s	0.40	m
Thickness of the wall base	t _b	0.50	m
Breadth of wall toe	b _t	0.50	m
Ground slope at the top	β	0.00	°
Height of wall stem	H	2.30	m
Height of fence stem	H _F	0.49	m
Imposed vertical surcharge acting at ground surface behind the virtual plane	q _{1k}	14.40	kN/m ²
Imposed horizontal surcharge acting on the virtual plane	q _{2k}	2.20	kN/m ²
Height of action of q _{2k} from BOC of slab	h ₂	0.50	m
Breadth of the wall heel	b _h	1.50	m
Overall height	h _a	2.80	m

RETAINED MATERIAL PARAMETERS

Moist weight density of the soil	γ ^k	20.0	kN/m ³
Saturated weight density of the soil	γ ^{sat}	20.0	kN/m ³
Effective weight density of the soil	γ ^{k'}	10.0	kN/m ³
Characteristic angle of shearing resistance	φ ^k	38.0	°
Design angle of shearing resistance	φ ^d	38.0	°
Characteristic cohesion intercept in terms of effective stress	c ^k	0.0	kN/m ²
Design cohesion intercept in terms of effective stress	c ^d	0.0	kN/m ²

BASE MATERIAL PARAMETERS

Moist weight density of the soil	γ ^k	20.0	kN/m ³
Saturated weight density of the soil	γ ^{sat}	20.0	kN/m ³
Effective weight density of the soil	γ ^{k'}	10.0	kN/m ³
Characteristic angle of shearing resistance	φ ^k	38.0	°
Design angle of shearing resistance	φ ^d	38.0	°
Characteristic cohesion intercept in terms of effective stress	c ^k	3.0	kN/m ²
Design cohesion intercept in terms of effective stress	c ^d	3.0	kN/m ²

INTERMEDIATE CALCULATIONS

Design earth thrust	H _{Ed,G}	18.7	kN/m
Design thrust of imposed surcharge q _{k1}	H _{Ed,Q1}	9.6	kN/m
Design thrust of imposed surcharge q _{k2}	H _{Ed,Q2}	1.1	kN/m
Design thrust of dynamic active pressure	H _{a,E,D}	3.2	kN/m
Design weight of wall stem	W _{d,s}	27.9	kN/m
Design weight of wall base	W _{d,b}	30.0	kN/m
Design weight of backfill	W _{d,f}	69.0	kN/m

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO
 TRACCIATO FERROVIARIO

Sezione TIPO 3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 003	C	40 di 43

BEARING RESISTANCE CALCULATION - SEISMIC DESIGN SITUATION

Counter-clockwise moment = [+]

Moment of horizontal forces about base centre		37.1	kN/m
Moment of vertical forces about base centre		-17.1	kN/m
Total eccentricity of actions	e	0.16	m
Effective foundation width	B'	2.09	m
Bearing capacity factor	N _q	48.9	
Bearing capacity factor	N _c	61.4	
Bearing capacity factor	N _γ	74.9	
Factor for the shape of foundation	s _c	1.00	
Factor for the shape of foundation	s _q	1.00	
Factor for the shape of foundation	s _γ	1.00	
	m _B	2.00	
Factor for the inclination of the load	i _c	0.57	
Factor for the inclination of the load	i _q	0.58	
Factor for the inclination of the load	i _γ	0.44	
Gross design bearing pressure	q _{Ed}	29.3	kN/m ²
Gross design bearing resistance	q _{Rd}	787.1	kN/m ²
Over design factor (≥ 1.20)	Check	26.88	OK

DESIGN AGAINST SLIDING - SEISMIC DESIGN SITUATION

Total design thrust	H _{Ed}	32.5	kN/m
Drained sliding resistance	H _{Rd}	60.1	kN/m
H _{Rd} / H _{Ed} (≥ 1.00)	Check	1.85	OK

DESIGN AGAINST TOPPLING - SEISMIC DESIGN SITUATION

Destabilizing moment about the wall toe	M _{Ed,dst}	37.1	mkN/m
Stabilizing moment about the wall toe	M _{Ed,stab}	169.4	mkN/m
M _{Ed,stab} / M _{Ed,dst} (≥ 1.00)	Check	4.57	OK

STEM BASE - REINFORCEMENT DESIGN GOVERNING FORCES - SEISMIC DESIGN SITUATION

Design bending moment	M _{Ed}	23.1	mkN/m
Design shear force	V _{Ed}	23.6	kN/m

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO
 TRACCIATO FERROVIARIO

Sezione TIPO 3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 003	C	41 di 43

Verifica della armatura verticale (spessore 0.40 m)

GEOMETRICAL / MECHANICAL PROPERTIES OF CROSS-SECTION

FORCES

Type of element		WALL V. R.		
Overall width of cross-section	b	1.000 m	M_{Ed}	26.6 m kN
Overall depth of cross-section	h	0.400 m	V_{Ed}	28.8 kN
Effective depth of cross-section	d	0.325 m	M_{CP}	9.6 m kN
Characteristic compressive cylinder strength of concrete	f_{ck}	32 MPa		
Characteristic yield strength of reinforcement	f_{yk}	450 MPa	Standard	EN 1992-1-1:2004
Partial factor for concrete	γ_c	1.50		
Partial factor for reinforcing steel	γ_s	1.15		
Coefficient to take account of long term effects on the compressive strength	α_{cc}	0.85		

BENDING ULTIMATE LIMIT STATE [EN 1992-1-1:2004 SECTION 6.1]

Mechanical capacity of concrete	U_0	5893.3 kN	$A_{s1,req}$	5.60 cm ²
Limit moment	M_{lim}	718.3 m kN	$A_{s2,req}$	cm ²
Required tension reinforcement determined from ULS analysis	$A_{s1,cal}$	2.11 cm ²		
Required compression reinforcement determined from ULS analysis	$A_{s2,cal}$	- cm ²	$A_{s1,pro}$	6.70 cm ²
Mechanical minimum reinforcement [clause 9.2.1.1(1)]	$A_{s1,min}$	5.68 cm ²	$A_{s2,pro}$	cm ²
Mechanical maximum reinforcement [clause 9.2.1.1(3)]	$A_{s1,max}$	160.00 cm ²		
Provided tension reinforcement - First layer	Bar diameter	Ø16		
	Bar spacing	300 mm		
Provided tension reinforcement - Second layer	Bar diameter	-		
	Bar spacing	- mm		
Provided compression reinforcement	Bar diameter	-		
	Bar spacing	- mm	M_u	83.3 m kN OK

SHEAR ULTIMATE LIMIT STATE [EN 1992-1-1:2004 SECTION 6.2]

Mean compressive stress due to design axial load	σ_{cp}	0.00 MPa		
Angle between shear reinforcement and the beam axis	α	90°		
Cross-sectional area of the shear reinforcement - provided	$(A_{sw/s})_{pro}$	0.00 cm ² /m		
Member not requiring design shear reinforcement [clause 6.2.2]				
Size factor	k	1.78		
Design value for the shear resistance - minimum value	$V_{Rd,c,min}$	153.4 kN		
Design value for the shear resistance	$V_{Rd,c}$	130.5 kN	V_{Rd}	153.4 kN OK
Member requiring design shear reinforcement [clause 6.2.3]				
Strength reduction factor for concrete cracked in shear	v_1	0.6		
Coefficient taking account of the state of the stress in the compression chord	α_{cw}	1.00		
Design value of the shear force limited by crushing of the compression struts for upper value of cot θ	$V_{Rd,max,2.5}$	1291.0 kN		
Design value of the shear force limited by crushing of the compression struts for lower value of cot θ	$V_{Rd,max,1.0}$	1872.0 kN		
Adopted value of cot θ	cot θ	2.50		
Design value of the shear force limited by crushing of the compression struts for adopted value of cot θ	$V_{Rd,max,cot\theta}$	1291.0 kN		
Maximum longitudinal spacing for shear reinforcement	$s_{l,max}$	0.244 m		
Maximum transverse spacing for shear reinforcement	$s_{t,max}$	0.244 m		
Cross-sectional area of the shear reinforcement - minimum required	$(A_{sw/s})_{min}$	12.57 cm ² /m		
Cross-sectional area of the shear reinforcement - maximum effective	$(A_{sw/s})_{max}$	- cm ² /m		
Cross-sectional area of the shear reinforcement - required by calculation	$(A_{sw/s})_{req}$	- cm ² /m	V_{Rd}	153.4 kN

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO
 TRACCIATO FERROVIARIO

Sezione TIPO 3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 003	C	42 di 43

Verifica della armatura verticale – Stato limite di fessurazione.

 Combinazione quasi permanente ($M_{QP} = 9.6 \text{ mkN/m}$)

CRACK CONTROL SERVICEABILITY LIMIT STATE [EN 1992-1-1:2004 SECTION 7.3.4]

Limiting calculated crack width	w_{max}	0.20 mm	
Cover to the longitudinal reinforcement	c	65 mm	
Factor dependent on the duration of the load	k_1	0.4	
Coefficient which takes account of the bond properties	k_1	0.8	
Coefficient which takes account of the distribution of strain	k_2	0.5	
Coefficient for the calculation of the maximum crack spacing	k_3	3.4	
Coefficient for the calculation of the maximum crack spacing	k_4	0.425	
Design value of modulus of elasticity of reinforcing steel	E_s	200000 MPa	
Secant modulus of elasticity of concrete	E_{cm}	33346 MPa	
Effective modular ratio	α_e	6.0	
Reinforcement ratio for longitudinal reinforcement [referred to b-effective depth d]	ρ	0.00206	
Ratio of the neutral axis depth to the effective depth in cracked section at SLS	x/d	0.145	
Second moment of area of the uncracked concrete section	I_1	5.333E+05 cm ⁴	
Second moment of area of the cracked concrete section	I_2	3.453E+04 cm ⁴	
Effective mean value of the tensile strength of the concrete	$f_{ct,eff}$	3.0 MPa	
Cracking moment	M_{cr}	80.6 mkN	
Stress in the tension reinforcement assuming a cracked section	σ_s	46.3 MPa	
Effective area of concrete in tension surrounding the reinforcement	$A_{c,eff}$	0.11758 m ²	
Reinforcement ratio for longitudinal reinforcement [referred to effective area]	$\rho_{p,eff}$	0.006	
Maximum crack spacing	$s_{r,max}$	698 mm	
Difference between mean strain in the reinforcement and mean strain in the concrete between cracks	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0.00014	w_k 0.10 mm OK

 Combinazione caratteristica ($M_k = 18.7 \text{ mkN/m}$)

CRACK CONTROL SERVICEABILITY LIMIT STATE [EN 1992-1-1:2004 SECTION 7.3.4]

Limiting calculated crack width	w_{max}	0.20 mm	
Cover to the longitudinal reinforcement	c	65 mm	
Factor dependent on the duration of the load	k_1	0.4	
Coefficient which takes account of the bond properties	k_1	0.8	
Coefficient which takes account of the distribution of strain	k_2	0.5	
Coefficient for the calculation of the maximum crack spacing	k_3	3.4	
Coefficient for the calculation of the maximum crack spacing	k_4	0.425	
Design value of modulus of elasticity of reinforcing steel	E_s	200000 MPa	
Secant modulus of elasticity of concrete	E_{cm}	33346 MPa	
Effective modular ratio	α_e	6.0	
Reinforcement ratio for longitudinal reinforcement [referred to b-effective depth d]	ρ	0.00206	
Ratio of the neutral axis depth to the effective depth in cracked section at SLS	x/d	0.145	
Second moment of area of the uncracked concrete section	I_1	5.333E+05 cm ⁴	
Second moment of area of the cracked concrete section	I_2	3.453E+04 cm ⁴	
Effective mean value of the tensile strength of the concrete	$f_{ct,eff}$	3.0 MPa	
Cracking moment	M_{cr}	80.6 mkN	
Stress in the tension reinforcement assuming a cracked section	σ_s	90.2 MPa	
Effective area of concrete in tension surrounding the reinforcement	$A_{c,eff}$	0.11758 m ²	
Reinforcement ratio for longitudinal reinforcement [referred to effective area]	$\rho_{p,eff}$	0.006	
Maximum crack spacing	$s_{r,max}$	698 mm	
Difference between mean strain in the reinforcement and mean strain in the concrete between cracks	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0.00027	w_k 0.15 mm OK



LINEA SALERNO – PONTECAGNANO AEROPORTO
 COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
 TRATTA ARECCHI – PONTECAGNANO AEROPORTO
 PROGETTO DEFINITIVO – MURI E OPERE DI PRESIDIO

RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO
 TRACCIATO FERROVIARIO

Sezione TIPO 3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 003	C	43 di 43

11 TABELLA DI INCIDENZA

Si allega nella tabella seguente il ripilogo della incidenza di ogni parte della sezione:

MURO TIPO 3			RIPERCUSSIONE PER METRO LINEARE	QUANTITÀ PER m ³
FUSTO	ARMATURA VERTICALE INTERNA	∅16 - 300	19.0	
	ARMATURA VERTICALE ESTERNA	∅12 - 300	10.1	
	ARMATURA LONGITUDINALE INTERNA	∅12 - 250	9.8	
	ARMATURA LONGITUDINALE ESTERNA	∅12 - 250	9.8	
	LEGATURE	∅6 - 300 x 250	2.3	
SUBTOTALE kg / m			51.0	kg / m3 CALCESTRUZZO 55.4
SCARPA	ARMATURA TRASVERSALE INFERIORE	∅16 - 300	15.3	
	ARMATURA TRASVERSALE SUPERIORE	∅16 - 300	15.3	
	ARMATURA LONGITUDINALE INFERIORE	∅12 - 200	11.7	
	ARMATURA LONGITUDINALE SUPERIORE	∅12 - 200	10.8	
SUBTOTALE kg / m			53.1	kg / m3 CALCESTRUZZO 44.2
NOTA:			TOTALE kg / m 104.1	TOTALE kg / m ³ 49.1

- LATO INTERNO = LATO FERROVIA
 - VOLUME DI CALCESTRUZZO TOTALE: 2.12 m³/m

Nota:

- Si è considerato nella armatura longitudinale le incidenze maggiorate del 10% per tenere conto delle sovrapposizioni e delle piegature.
- Il resto della armatura la misura è quella reale senza maggiorazione.