



CITTA' METROPOLITANA DI PALERMO

AREA VIABILITA' - EDILIZIA - BENI CULTURALI
DIREZIONE VIABILITA'

SP 84 di Vicari

LAVORI PER LA MESSA IN SICUREZZA E RIPRISTINO DELLA SEDE STRADALE A SEGUITO DI DISSESTI E MOVIMENTI FRANOSI

CODICE UNICO DI PROGETTO (CUP): D57H15000450002

LIVELLO DI PROGETTAZIONE

PROGETTO ESECUTIVO

REVISIONE N.			

TITOLO ELABORATO

[Tav. 1.4]

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

PROGETTISTI

(Arch. Francesco Lagna)



COLLABORATORI

(Geom. Luigi Contino)

data 29 LUG 2019 protocollo 61697

VISTO: IL RUP
Ing. Francesco Trapani

VERIFICA:

Come da verbale redatto ai sensi dell'art. 26 del D.Lgs 50/2016 n. 82446 del 17 OTT 2019

IL RUP
Ing. Francesco Trapani

VALIDAZIONE:

Come da verbale redatto ai sensi dell'art. 26 del D.Lgs. 50/2016 n. 82476 del 17/10/2019

IL RUP
Ing. Francesco Trapani





Città Metropolitana di Palermo

Area Viabilità - Edilizia - Beni Culturali
Direzione Viabilità

SP 84 "di Vicari"

Lavori per la messa in sicurezza e ripristino della sede stradale a seguito di dissesti e movimenti franosi

Relazione di calcolo strutturale



Città Metropolitana di Palermo

Area Viabilità - Edilizia - Beni Culturali
Direzione Viabilità

PROGETTO ESECUTIVO

SP 84 "di Vicari"

**LAVORI PER LA MESSA IN SICUREZZA E RIPRISTINO DELLA SEDE STRADALE
A SEGUITO DI DISSESTI E MOVIMENTI FRANOSI**

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE



SP 84 "di Vicari"

Lavori per la messa in sicurezza e ripristino della sede stradale a seguito di dissesti e movimenti franosi

Relazione di calcolo strutturale



SP 84 "di Vicari"

Lavori per la messa in sicurezza e ripristino della sede stradale a seguito di dissesti e movimenti franosi

Relazione di calcolo strutturale

1. INTRODUZIONE

La Città Metropolitana di Palermo, successa alla Provincia Regionale di Palermo con la L.R. n. 15 del 2015, gestisce una rete viaria che si sviluppa complessivamente per 2200 km circa.

Trattasi di una rete esterna molto eterogenea sia per le funzioni svolte da ogni singolo tronco, sia per i livelli di servizio che possono essere gestiti.

La rete in argomento riveste un ruolo primario nell'ambito dei trasporti di tipo locale-locale e costituisce il supporto indispensabile ad innumerevoli attività economiche del territorio provinciale principalmente nel settore agricolo e turistico.

Inserita in questa rete c'è la S.P. 84, importante arteria di collegamento tra il centro abitato di Vicari e la Strada Statale 121, nel territorio della provincia di Palermo. La redazione del presente progetto ha come finalità la sistemazione per la messa in sicurezza e il ripristino della sede stradale a seguito dei dissesti e dei movimenti franosi avvenuti nelle scorse stagioni, limitando gli interventi, per ovvie ragioni economiche, ad alcuni tratti compresi tra il km 7+640 e il km 10+690 a tutt'oggi particolarmente ammalorati.

Questa arteria di collegamento, come quasi ormai tutte le strade provinciali, versa in precarie condizioni di manutenzione, per cui necessitano di urgenti interventi atti a ripristinare un sufficiente stato di transitabilità al fine di ristabilire le minimali condizioni di sicurezza per la tutela della pubblica e della privata incolumità. Tali condizioni vengono ciclicamente aggravate dalle piogge intense e persistenti, quasi alluvionali, che in questi ultimi anni, hanno causato l'aggravarsi delle condizioni di percorribilità e il manifestarsi di ribassamenti, anche di notevole entità, di alcuni tratti del piano viario. In particolare, lungo l'intera arteria stradale si evidenziano:

- carenti condizioni strutturali della viabilità (regolarità ed aderenza della pavimentazione, segnaletica, barriere di sicurezza, etc), del corpo stradale (stabilità delle scarpate, cunette, fossi di guardia, scarpate di trincea, etc.) e delle opere d'arte (muri, tombini, ponticelli, etc);
- in alcuni tratti, fessurazioni della pavimentazione, alterazioni delle condizioni della superficie della pavimentazione (buche-ormae-rapezzi), alterazioni della regolarità della pavimentazione (ondulazioni);
- tratti di viabilità le cui condizioni di tracciato o strutturali determinano una riduzione dei margini di sicurezza nella circolazione dei veicoli.

Nel progetto in esame sono previsti interventi manutentivi per il ripristino della sede stradale quali il rifacimento del manto, la bonifica su cassonetto, il ripristino o meglio la pulizia e la sistemazione dell'imbocco e dello sbocco di alcuni tombini, la realizzazione cunette, la sagomatura di scarpate, la sostituzione e nuova collocazione di barriera di sicurezza del tipo H1 bordo rilevato e H2 bordo ponte, quest'ultima da collocare, per circa 50 ml, sulla testa di una paratia esistente al km 8+250 ed infine la realizzazione di alcune opere d'arte quali la realizzazione di una gabbionata dell'altezza massima di H = 2,00 ml.



SP 84 "di Vicari"

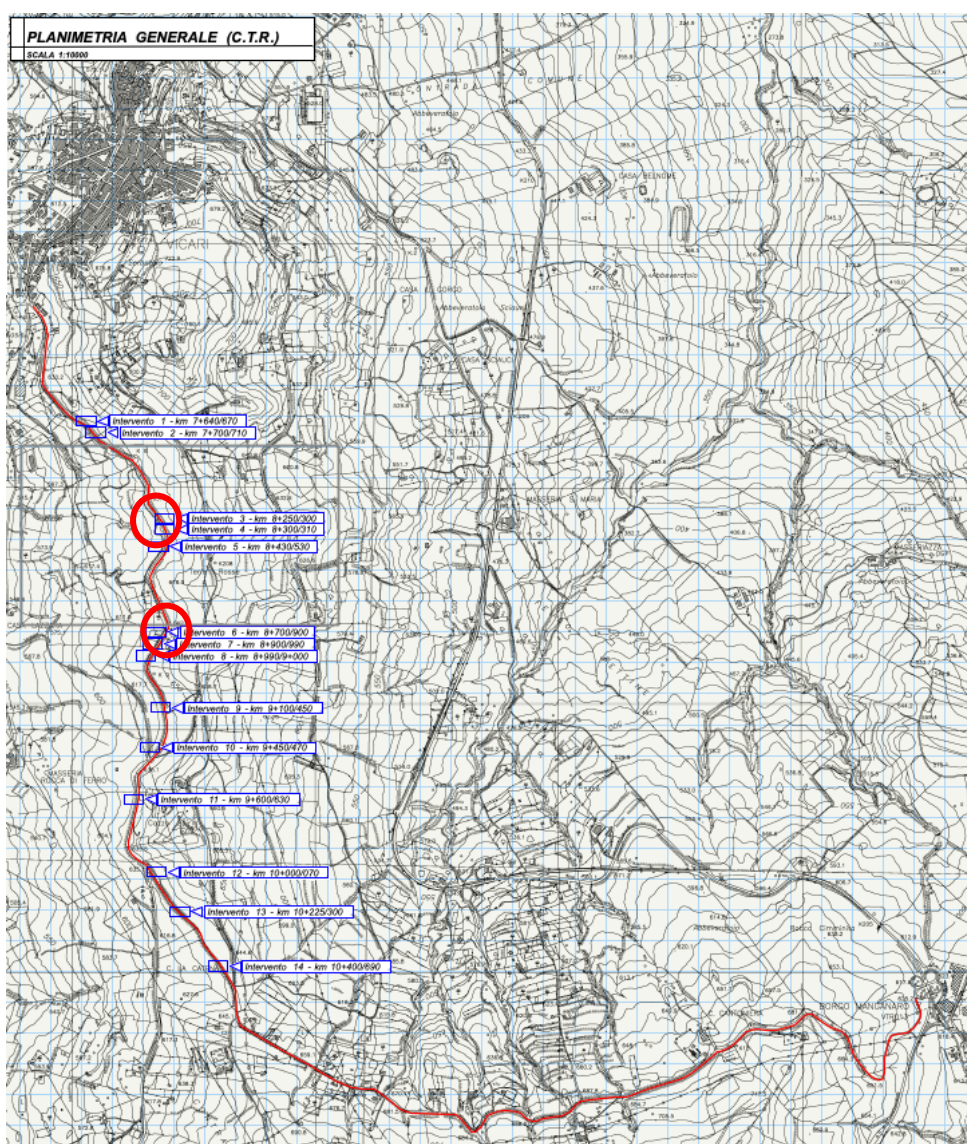
Lavori per la messa in sicurezza e ripristino della sede stradale a seguito di dissesti e movimenti franosi

Relazione di calcolo strutturale

La presente relazione di calcolo contiene la verifica strutturale delle opere d'arte più significative da realizzare lungo l'arteria stradale in questione e più precisamente:

- Verifica della gabbionata H=2,00 ml da realizzarsi al km 8+700/900 (Intervento 6)
- Verifica dell'ancoraggio della barriera H2 "bordo ponte" da collocare al km 8+250 (Intervento 3)

Di seguito si riporta la planimetria con la localizzazione dei due interventi



Corografia con localizzazione interventi



SP 84 "di Vicari"

Lavori per la messa in sicurezza e ripristino della sede stradale a seguito di dissesti e movimenti franosi

Relazione di calcolo strutturale

2. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

Nei tratti della S.P. 84, chiaramente indicati negli elaborati grafici, i lavori prevedono, sommariamente, le seguenti tipologie di lavorazione:

- realizzazione ex novo della sede stradale con nuovo scavo del cassonetto e fondazione realizzata con l'impiego di misto granulometrico e totale rifacimento del manto stradale (strato di base + binder + tappetino), ivi comprese le cunette laterali in calcestruzzo;
- bonifica di alcuni tratti di fondazione stradale eseguita con l'inserimento di gabbioni di pietrame calcareo posti al di sotto della sovrastruttura stradale della semicarreggiata di valle;
- rinforzo dello strato di fondazione della sede stradale mediante applicazione di teli in geotessile tessuto;
- rifunzionalizzazione di alcuni pozzetti e attraversamenti (tombini) esistenti le cui canne e/o volte in muratura risultano danneggiate e fonte di sicuro degrado della sede stradale circostante per il cattivo, o addirittura mancato, deflusso delle acque meteoriche;
- opere di sostegno del terreno a monte della sede stradale realizzate con gabbionate formati da blocchi di ml 2,00x1,00x1,00;
- pulitura di alcuni pozzetti esistenti e dei relativi tombini invasi dai detriti di origine alluvionale e non;
- bonifica di alcuni tratti molto ammalorati mediante un ulteriore scavo, oltre il cassonetto, e la successiva apposizione di misto granulometrico ben compattato;
- rifacimento di piccoli tratti interessati da avvallamenti e ribassamenti mediante ricarica con impiego di misto granulometrico;
- scarificazione a freddo di pavimentazione in conglomerato bituminoso per la messa in sicurezza di alcuni tratti con maggiori criticità della sede stradale;
- realizzazione di trincee drenanti a monte della carreggiata stradale e inclinate sulla stessa sede stradale, volte ad intercettare e canalizzare le acque meteoriche al pozzetto più vicino;
- sistemazione di barriere esistenti e per alcuni tratti la posa in opera di nuova barriera stradale di sicurezza, Classe H1 per margine scarpate e in un solo tratto di Classe H2 bordo ponte da collocare sulla testa di un cordolo di paratia esistente;
- risagomatura di scarpate delle sedi stradali interessate;



SP 84 “di Vicari”

Lavori per la messa in sicurezza e ripristino della sede stradale a seguito di dissesti e movimenti franosi

Relazione di calcolo strutturale

3. CRITERI GENERALI DI ANALISI E VERIFICA

Il presente elaborato costituisce la relazione di calcolo, comprensiva di una descrizione generale delle opere e dei criteri generali di analisi e verifica, in accordo con le prescrizioni contenute nel paragrafo 10.1 del Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018, “Norme Tecniche per le Costruzioni” (NTC 2018). Relativamente al progetto in oggetto il documento descrive in particolare le modalità operative di applicazione della normativa vigente.

Le fasi di progetto, analisi, calcolo e verifica sono state svolte a “regola d’arte”, secondo i dettami della scienza e tecnica delle costruzioni. Per verificare gli elementi strutturali e le sezioni sollecitate dalle azioni di modello ed al fine di garantire la sicurezza della costruzione è stato utilizzato il metodo agli stati limite, rispettando le prescrizioni previste dalle normative di riferimento elencate nel documento.

L’insieme delle verifiche strutturali sono atte a garantire la resistenza ed il comportamento della struttura sia in condizioni di esercizio che sotto l’azione di eventi di carico straordinari.

La relazione di calcolo contiene la verifica strutturale dell’ancoraggio della barriera di sicurezza stradale di classe H2 per bordo ponte, da collocare sulla testa della paratia esistente al km 8+250, nonché la gabbionata di sostegno delle terre al km 8+700 circa.

Per la presenza della gabbionata verrà effettuata oltre alle verifiche geotecniche previste dalla normativa vigente (NTC 2018) anche una verifica di stabilità globale mediante la determinazione della superficie di scorrimento, detta superficie critica, effettuata in via approssimata e assunta cilindrica. Tale traccia sul piano di tale superficie è quindi un cerchio tangente alla base della gabbionata, detto cerchio critico o di slittamento.

4. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La normativa di riferimento per l’elaborazione progettuale dell’opera è di seguito riportata:

- Decreto del Ministero delle Infrastrutture 17 gennaio 2018 – Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni pubblicato sul Supplemento ordinario n. 8 della G.U. n. 42 del 20.02.2018;
- Le istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018 (Circolare MIT del 21 gennaio 2019, n 7)
- Legge 2 Febbraio 1974 n. 64 “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche” così come riunite nel “Testo Unico per l’Edilizia” di cui al D.P.R. 6 Giugno 2001 n. 380 e succ. mod. ed int.;
- Legge 5 Novembre 1971 n.1086 “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica”;



SP 84 "di Vicari"

Lavori per la messa in sicurezza e ripristino della sede stradale a seguito di dissesti e movimenti franosi

Relazione di calcolo strutturale

- Ordinanza del P.C.M. n° 3274 del 20.03.2003 pubblicata sul Supplemento ordinario n. 72 alla G.U. n. 105 del 08.05.2003;
- Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture o UNI EN 1991-1-7:2006 Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali o UNI EN 1991-2:2005 Parte 2: Carichi da traffico sui ponti
- Circolare protocollo 62032 del 21/07/2010 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti avente ad oggetto "Uniforme applicazione delle norme in materia di progettazione, omologazione e d'impiego dei dispositivi di ritenuta nelle costruzioni stradali";
- Decreto 21/06/2004 n° 2367 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti avente ad oggetto "Istruzioni Tecniche per la progettazione, l'omologazione e l'impiego dei dispositivi di ritenuta nelle costruzioni stradali;
- ETAG N.001 Allegato C
- EOTA Technical report TR029 (september 2010).
- UNI CEN/TS 1992-4-5 2009: Progettazione di attacchi da utilizzare nel calcestruzzo
- Eurocodice 1 UNI EN 1991 - Azioni sulle strutture.
- Eurocodice 2 UNI EN 1992 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo.
- Eurocodice 3 UNI EN 1993 - Progettazione delle strutture di acciaio
- Eurocodice 4 UNI EN 1994 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo.
- Eurocodice 8 UNI EN 1998 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica



SP 84 “di Vicari”

Lavori per la messa in sicurezza e ripristino della sede stradale a seguito di dissesti e movimenti franosi

Relazione di calcolo strutturale

5. VERIFICA ANCORAGGIO BARRIERA DI SICUREZZA TIPO H2

Ai sensi delle “**Norme Tecniche per le Costruzioni**” (NTC 2018) approvate con **Decreto Ministeriale del 17.01.2018** al §8.4.1 denominato “**RIPARAZIONE O INTERVENTO LOCALE**”, l'intervento oggetto della presente relazione, si configura come locale, quindi la sezione di analisi è limitata al solo ancoraggio, prescindendo dagli altri elementi cui esso è connesso. Esso, infatti, non cambia significativamente il comportamento globale della struttura della paratia esistente.

L'ipotesi di calcolo prevede che la barriera stradale trasferisca alla testa del cordolo di testa della paratia in c.a. una forza massima legata alla resistenza allo sfilamento dei tirafondi delle piastre di ancoraggio le cui dimensioni e caratteristiche tecniche sono individuate dai produttori nei rispettivi certificati di omologazione.

La definizione delle classi minime delle barriere da adottare in progetto è stata operata, secondo quanto previsto dal D.M. LL PP 21.6.2004 in conseguenza della classe funzionale a cui appartiene la strada e della relativa classe di traffico che la impegna.

Per la definizione della classe di traffico che impegna l'asse stradale si fa riferimento alle osservazioni disponibili, dalle quali si desume un TGM bidirezionale >1000 veicoli. La percentuale dei veicoli pesanti rilevata risulta inferiore al 15% e superiore al 5% da cui deriva un tipo di **traffico II** ai sensi del DM. LL PP 21/064/2004.

La SP 84, nel tratto in cui è prevista l'installazione delle barriere oggetto di questa relazione, è classificata come *strada di tipo C* ai sensi del D.M. n. 6792 del 05/11/2001.

Definite la classe di traffico e il tipo di strada e possibile determinare la classe minima della barriera da adottare in funzione della sua destinazione, sintetizzate in:

Tipo di strada	Tipo di Traffico	Barriere spartitraffico	Barriere bordo laterale	Barriere di bordo ponte (1)
Strada extraurbana secondaria (C)	II	H2	H1	H2
(1) per ponti e viadotti si intendono opere di luce superiore e 10 m; opere di luce minore sono equiparate al bordo laterale .				

Tabella 1: classi minime di barriere prescritte dal D.M. 21.06.2004

Dal momento che l'intervento è finalizzato alla messa in sicurezza del solo tratto in corrispondenza del km 8+250 dove è stata realizzata in passato una paratia in c.a., si è optato per sistemi di ritenuta da bordo ponte che secondo la tabella devono essere di classe minima H2 di tipo in acciaio. Al fine di consentire un corretto funzionamento delle barriere, il D.M. 21.6.2004 prevede che si estenda la protezione prima e dopo la zona da proteggere con una barriera della medesima classe per uno sviluppo sufficiente a garantire che la barriera



SP 84 "di Vicari"

Lavori per la messa in sicurezza e ripristino della sede stradale a seguito di dissesti e movimenti franosi

Relazione di calcolo strutturale

funzioni adeguatamente lungo tutto lo sviluppo dell'opera. Il citato D.M. 21/06/2004 prevede che sia posta in opera una barriera di sviluppo almeno pari alla lunghezza di funzionamento (Lf) ponendone circa 2/3 prima del primo punto da proteggere. laddove non risulta possibile estendere il dispositivo di ritenuta oltre le zone da proteggere, per esempio a causa della presenza di un accesso carrabile, si dovranno prevedere degli specifici interventi di adattamento dei dispositivi di ritenuta. Nel caso in esame non è possibile le suddette estensioni delle barriere oltre lo sviluppo del ponte.

Al fine di evitare la realizzazione di cordoli in cemento armato nelle sezioni in sede naturale, il citato DM. 21.6.2004 ammette il ricorso al cosiddetto "sistema misto" ossia un sistema in cui lo sviluppo minimo di barriere va ottenuto accoppiando la barriera da bordo opera d'arte con una barriera del tipo "da bordo laterale" avendo cure di verificare che la barriera bordo ponte e la barriera da bordo laterale garantiscano la continuità strutturale. Nel caso dei sistemi misti la lunghezza di funzionamento (Lf) della barriera deve essere la maggiore tra quelle dei dispositivi da installare. Nel caso del presente progetto è ovunque adottata la fondazione su cordolo in cemento armato.

5.1 ANALISI DEI CARICHI

Ai sensi del § 5.1.3.10 "AZIONI SUI PARAPETTI E URTO DI VEICOLO IN SVIO" delle NTC 2018 "Le barriere di sicurezza stradali e gli elementi strutturali ai quali sono collegate devono essere dimensionati in funzione della classe di contenimento richiesta, per l'impiego specifico, dalle norme nazionali applicabili".

Sempre il § 5.1.3.10 recita "In assenza delle suddette valutazioni (N.d.P. risultanze sperimentali o riconoscimento di equivalenza), il sistema di forze orizzontali può essere determinato con riferimento alla resistenza caratteristica degli elementi strutturali principali coinvolti nel meccanismo d'insieme della barriera e deve essere applicato ad una quota h , misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni h_1 e h_2 , dove $h_1 = (\text{altezza della barriera} - 0,10\text{m})$ e $h_2 = 1,00\text{ m}$. Nel dimensionamento degli elementi strutturali ai quali è collegata la barriera si deve tener conto della eventuale sovrapposizione delle zone di diffusione di tale sistema di forze, in funzione della geometria della barriera e delle sue condizioni di vincolo".

Occorre pertanto verificare la resistenza dell'ancoraggio sul cordolo cui sono collegate le barriere di sicurezza nei confronti delle azioni da urto veicolare. Tali azioni, si ricorda, sono azioni eccezionali, quindi caratterizzate da coefficienti parziali di sicurezza dei materiali (cfr. §4.1.4):

- calcestruzzo e aderenza con le armature $\gamma_c = 1,0$
- acciaio d'armatura $\gamma_s = 1,0$

e da coefficienti di amplificazione dei carichi unitari (cfr. §2.6.1):

Stando a quanto recita il §3.6.3.3.2, è possibile valutare l'azione da urto:

- considerando un'azione di 100 kN applicata ad una altezza dal piano di marcia h , (definita come la minore



SP 84 "di Vicari"

Lavori per la messa in sicurezza e ripristino della sede stradale a seguito di dissesti e movimenti franosi

Relazione di calcolo strutturale

tra 1,0 m e l'altezza della barriera depurata di 100 mm);

oppure

- considerando il momento plastico che il montante della barriera metallica di sicurezza può fornire. Tale approccio ottempera quanto previsto dal § 4.7.3.3 della UNI EN 1991-2 così come emendato dall'appendice nazionale (G.U. 27 Marzo 2013, DM 31/07/2012).

Al fine di mantenere la tipologia di barriere recentemente installate da questa Amministrazione in zona adiacente, il progetto prevede l'utilizzo della tipologia di barriere bordo ponte H2 (disegno tipo mod. BARRIERA IM2010-01 H2BP400 IMEVA). Sulla base delle caratteristiche geometriche e meccaniche del dispositivo, la valutazione della sollecitazione da urto per la verifica del fissaggio al cordolo deriva dalla massima azione che il sistema montante/ancoraggio è in grado di trasferire durante l'urto. Il comportamento della barriera per effetto dell'urto di un veicolo è caratterizzato da molteplici fattori la cui determinazione risulta particolarmente complessa. La valutazione è condotta ricercando la resistenza ultima del montante in acciaio e quindi considerando il momento di plasticizzazione che il montante della barriera metallica di sicurezza può fornire incrementato di un fattore di sovraresistenza pari a 1,5. Tale approccio ottempera quanto previsto dal § 4.7.3.3 della UNI EN 1991-2 così come emendato dall'appendice nazionale (G.U. 27 Marzo 2013, DM 31/07/2012).

5.2 COMBINAZIONE DELLE AZIONI

A seguito della definizione della geometria e delle armature occorre verificare l'elemento nei confronti della combinazione eccezionale, che come visto prevede l'introduzione dell'azione da urto. Ai sensi di quanto definito al punto 2.5.3 del D.M. 17 gennaio 2018, la combinazione eccezionale dei carichi assume la forma:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \sum_{i=2}^n \psi_{2i} Q_{ki}$$

dove:

- G_1 è il valore caratteristico delle azioni permanenti strutturali;
- G_2 è il valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali;
- P è il valore caratteristico delle azioni di precompressione (se presenti);
- A_d è il valore delle azioni eccezionali;
- Q_{ki} è il valore caratteristico della i -esima azione variabile;
- ψ_{2i} è il coefficiente di combinazione che tiene conto di azioni variabili concomitanti

Dato che l'azione da urto - in particolare se valutata con riferimento al §3.6.3.3.2 - risulta caratterizzante nel



SP 84 “di Vicari”

Lavori per la messa in sicurezza e ripristino della sede stradale a seguito di dissesti e movimenti franosi

Relazione di calcolo strutturale

progetto dell'ancoraggio sui cordoli, allora è possibile procedere direttamente con il calcolo nei confronti della combinazione eccezionale. In ogni caso, le verifiche nei confronti della combinazione fondamentale non possono essere omesse.

A rigore, il progetto del cordolo deve essere effettuato nei confronti degli stati limite ultimi (combinazione fondamentale). La combinazione fondamentale, così come definita al punto 2.5.3 del D.M. 17 gennaio 2018, prevede:

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_p P + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Qi} \psi_{0i} Q_{ki}$$

dove:

- G_1 è il valore caratteristico delle azioni permanenti strutturali;
- G_2 è il valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali;
- P è il valore caratteristico delle azioni di precompressione (se presenti);
- Q_{k1} è il valore caratteristico dell'azione variabile dominante;
- Q_{ki} è il valore caratteristico delle azioni variabili che possono agire contemporaneamente con quella dominante (se presenti);
- γ_{G1} è il coefficiente parziale relativo alle azioni permanenti strutturali;
- γ_{G2} è il coefficiente parziale relativo alle azioni permanenti non strutturali;
- γ_p è il coefficiente parziale relativo alle azioni di precompressione (se presenti);
- γ_{Qi} è il coefficiente parziale relativo alle azioni variabili;
- ψ_{0i} è il coefficiente di combinazione che tiene conto di azioni variabili concomitanti;

i coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli S.L.U. sono definiti alla Tab. 2.6.1

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

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

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



SP 84 "di Vicari"

Lavori per la messa in sicurezza e ripristino della sede stradale a seguito di dissesti e movimenti franosi

Relazione di calcolo strutturale

i coefficienti per le azioni variabili sono definiti alla Tab. 5.1.VI

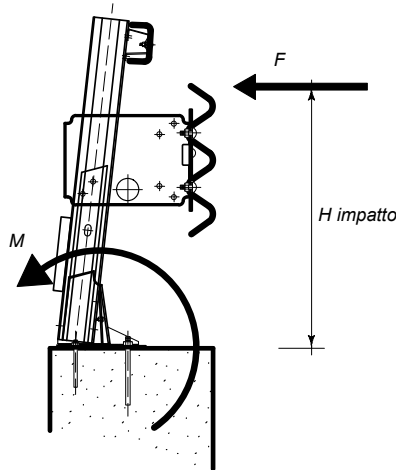
Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

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

5.3 SCHEMI DI CALCOLO

Come premesso, le sollecitazioni gravanti sul cordolo di testa in c.a. sono legate principalmente agli effetti dell'urto del veicolo in svio, quindi con la combinazione di carico legata alla seguente schematizzazione statica equivalente.

Lo schema di carico equivalente sopra descritto, tralasciando la rappresentazione dei carichi verticali, che nel caso in esame non vengono applicati, può rappresentarsi come mostrato nella figura seguente.



Azioni considerate per la verifica dell'ancoraggio



SP 84 "di Vicari"

Lavori per la messa in sicurezza e ripristino della sede stradale a seguito di dissesti e movimenti franosi

Relazione di calcolo strutturale

L'ancoraggio sarà verificato per:

- sollecitazioni di taglio delle armature dell'ancoraggio per effetto dell'azione da urto (connessione della barriera al cordolo);
- verifiche allo sfilamento delle armature dell'ancoraggio cordolo-barriera (combinazione eccezionale).

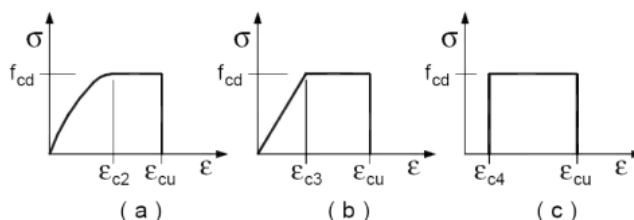
5.4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E RESISTENZE DI CALCOLO

Per la verifica dell'opera in oggetto si sono ipotizzati i seguenti materiali:

- Calcestruzzo di tipo C 30/35 (Resistenza caratteristica $R_{ck} = 35\text{N/mm}^2$)
- Barre di acciaio ad aderenza migliorata di tipo B450C (Resistenza caratteristica $F_{yk} = 450\text{N/mm}^2$).

I diagrammi costitutivi del calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.1 del D.M. 17 gennaio 2018;

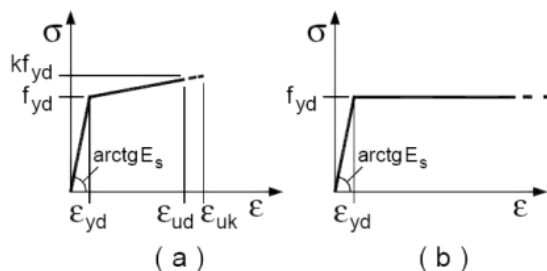
In particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta è stato adottato il modello riportato in figura:



Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

La deformazione massima $\epsilon_{c, \max}$ è assunta pari a 0.0035.

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.2 del D.M. 17 gennaio 2018; in particolare è stato adottato il modello elastico perfettamente plastico descritto in b).



Diagrammi di calcolo tensione/deformazione dell'acciaio.



SP 84 “di Vicari”

Lavori per la messa in sicurezza e ripristino della sede stradale a seguito di dissesti e movimenti franosi

Relazione di calcolo strutturale

5.4.1 Resistenze di calcolo dei materiali

In accordo con il Cap. 11 delle NTC 2018, le resistenze di calcolo f_d indicano le resistenze dei materiali, calcestruzzo ed acciaio, ottenute mediante l'espressione indicata nel § 4.3.3:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M}$$

dove:

f_k sono le resistenze caratteristiche del materiale;

γ_M sono i coefficienti parziali per le resistenze, comprensivi delle incertezze del modello e della geometria, che possono variare in funzione del materiale, della situazione di progetto e della particolare verifica in esame.

5.4.2 Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo [4.1.3]

Per il calcestruzzo la resistenza di calcolo a compressione, f_{cd} è

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$$

dove:

α_{cc} = coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata pari a 0,85;

f_{ck} = resistenza cilindrica del calcestruzzo pari a $0,83 \cdot R_{ck}$

γ_c = coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo pari a 1,5;

R_{ck} = resistenza a compressione cubica del cls pari a 25 N/mm^2

pertanto con

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 0,83 \cdot 25 = 20,75 \text{ N/mm}^2$$

si ha

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{\alpha_{cc} \cdot 0,83 \cdot R_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,85 \cdot 0,83 \cdot 25}{1,5} = 11,76 \text{ N/mm}^2$$

5.4.3 Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo [4.1.4]

Per il calcestruzzo la resistenza di calcolo a trazione, f_{ctd} è

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$$

dove:



SP 84 "di Vicari"

Lavori per la messa in sicurezza e ripristino della sede stradale a seguito di dissesti e movimenti franosi

Relazione di calcolo strutturale

f_{ctk} = resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo pari a $0,70 \cdot f_{ctm}$ per classi \leq C50/60

f_{ctm} = resistenza media a trazione del calcestruzzo pari a $0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$ per classi \leq C50/60

γ_c = coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo pari a 1,5;

pertanto con

$$f_{ck}^{2/3} = (0,83 \cdot R_{ck})^{2/3} = (0,83 \cdot 25)^{2/3} = 7,55 \text{ N/mm}^2$$

si ha

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,30 \cdot 7,55 = 2,27 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctk} = 0,70 \cdot f_{ctm} = 0,70 \cdot 2,27 = 1,59 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{1,59}{1,5} = 1,06 \text{ N/mm}^2$$

5.4.4 Resistenza di calcolo dell'acciaio [4.1.5]

La resistenza di calcolo dell'acciaio f_{yd} è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è dato da:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

dove:

f_{yk} = tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio pari a 450 N/mm^2 (Classe B450 C)

γ_s = coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio pari a 1,15;

pertanto

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450}{1,15} = 391 \text{ N/mm}^2$$

5.4.5 Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo [4.1.6]

La resistenza tangenziale di aderenza di calcolo f_{bd} vale:

$$f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c}$$

dove:

f_{bk} = resistenza tangenziale caratteristica di aderenza pari a $2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk}$

in cui

$\eta_1 = 1.0$ in condizioni di buona aderenza

$\eta_1 = 0.7$ in condizioni di non buona aderenza, quali nei casi di armature molto addensate,



SP 84 "di Vicari"

Lavori per la messa in sicurezza e ripristino della sede stradale a seguito di dissesti e movimenti franosi

Relazione di calcolo strutturale

ancoraggi in zona tesa, ancoraggi in zone superiori di getto, in elementi strutturali realizzati con casseforme scorrevoli, a meno che non si adottino idonei provvedimenti;

$\eta_2 = 1,0$ per barre di diametro $\varnothing \leq 32$ mm

$\eta_2 = (132 - \varnothing)/100$ per barre di diametro $\varnothing > 32$ mm

γ_c = coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo, pari a 1,5;

pertanto con

$$f_{ck}^{2/3} = (0,83 \cdot R_{ck})^{2/3} = (0,83 \cdot 25)^{2/3} = 7,55 \text{ N/mm}^2$$

si ha

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,30 \cdot 7,55 = 2,27 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctk} = 0,70 \cdot f_{ctm} = 0,70 \cdot 2,27 = 1,59 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_s} = \frac{2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk}}{\gamma_s} = \frac{2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,59}{1,5} = 2,38 \text{ N/mm}^2$$

5.5 COLLEGAMENTO BARRIERA-CORDOLO

Il collegamento tra la barriera metallica ed il cordolo è predefinito e testato in sede di crash test. Il progettista, pertanto, non può modificare il sistema di collegamento, ma ha l'obbligo di verificare la sua portanza nei confronti delle azioni eccezionali di norma.

La sollecitazione massima deriva dal momento di plasticizzazione del montante costituito da un profilo a C 30x80x120 spessore 3,0 mm.

$$M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y = 37,38 \cdot 2350 = 87843 \text{ daNcm} = 8,78 \text{ kNm}$$

$$M_{urto} = M_{pl} \cdot 1,5 = 13,18 \text{ kNm}$$

5.5.1 MODALITÀ DI ROTTURA A TRAZIONE

Per effetto delle sollecitazioni di trazione possono verificarsi quattro differenti meccanismi di rottura:

- Rottura del connettore (rottura lato acciaio). Si verifica in presenza di un elevato stato tensionale associato a sottodimensionamento del diametro del connettore una considerevole resistenza della matrice di calcestruzzo.
- Rottura conica del calcestruzzo. Si verifica in presenza di un elevato stato tensionale associato ad un adeguato dimensionamento del connettore ed una congrua resistenza della matrice di calcestruzzo.
- Rottura per sfilamento o estrazione (rottura lato calcestruzzo). Si verifica a seguito di errori nella posa in opera del connettore ovvero in presenza di conglomerato di cattiva qualità.



SP 84 "di Vicari"

Lavori per la messa in sicurezza e ripristino della sede stradale a seguito di dissesti e movimenti franosi

Relazione di calcolo strutturale

- Rottura per splitting (rottura lato calcestruzzo). Si verifica quando lo spessore della matrice cementizia risulta insufficiente ovvero in presenza di conglomerato di cattiva qualità.

5.5.2 MODALITÀ DI ROTTURA A TRAZIONE

Per effetto delle sollecitazioni di taglio possono verificarsi quattro differenti meccanismi di rottura:

- Rottura a taglio puro (rottura lato acciaio). Si verifica per sottodimensionamento del connettore.
- Rottura a taglio e flessione (rottura lato acciaio). Si verifica in presenza di azioni eccentriche per sottodimensionamento del connettore.
- Rottura del bordo (rottura lato calcestruzzo). Si verifica quando la distanza del connettore dal bordo del manufatto in cui è inserito è insufficiente, ovvero in presenza di conglomerato di cattiva qualità.
- Rottura per pry-out (rottura lato calcestruzzo). Si verifica quando il connettore scelto è inadeguato (elevata rigidità rispetto alla matrice) ovvero in presenza di conglomerato di cattiva qualità

5.6 VERIFICHE

La piastra di base del montante della barriera dovrà essere vincolata tramite tasselli a fissaggio chimico tipo HIT-HY 170 + HIT-V-F (8.8) nel cordolo in c.a.

Per la tipologia di barriera prevista in progetto, la piastra di base risulta avere una geometria esagonale irregolare e deve essere installata sulla testa del cordolo della paratia esistente.

La verifica dell'ancoraggio del montante è stata eseguita con l'ausilio del software della HILTI PROFIS Anchor 2.8.3 Di seguito si riportano i risultati.



SP 84 "di Vicari"

Lavori per la messa in sicurezza e ripristino della sede stradale a seguito di dissesti e movimenti franosi

Relazione di calcolo strutturale



Profis Anchor 2.8.3

www.hilti.it

Impresa: Città Metropolitana di Palermo
Progettista: arch. Francesco Lagna
Indirizzo: Via Lincoln, 71
Telefono / Fax: 0916811111 |
E-mail: infrastrutture@cittametropolitana.pa.it

Pagina: 1
Progetto: SP 84 di Vicari
Contratto N°:
Data: 04/07/2019

Commenti del progettista: Collegamento barriera tipo H2 bordo ponte da collocare sulla testa della paratia esistente al km 8+250

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante: HIT-HY 170 + HIT-V-F (8.8) M20

Riempimento spazio con Set di riempimento sismico Hilti M20 mm

Profondità di posa effettiva: $h_{ef, opt} = 105 \text{ mm}$ ($h_{ef, limit} = 240 \text{ mm}$)

Materiale: 8.8

Certificazione No.: ETA-14/0457

Emesso / Valido: 14/12/2017 | -

Prova: Valutazione ingegneristica SOFA BOND dopo la campagna di test ETAG BOND

Fissaggio distanziato: $e_b = 0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 10 \text{ mm}$

Piastra d'ancoraggio: $l_x \times l_y \times t = 388 \text{ mm} \times 300 \text{ mm} \times 10 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)

Profilo: Profilo cavo allungato; (L x V x T) = 120 mm x 60 mm x 4 mm

Materiale base: non fessurato calcestruzzo, C25/30, $f_{c, cube} = 30,00 \text{ N/mm}^2$; $h = 10.000 \text{ mm}$,
Temp. Breve/Lungo: 25/40 °C

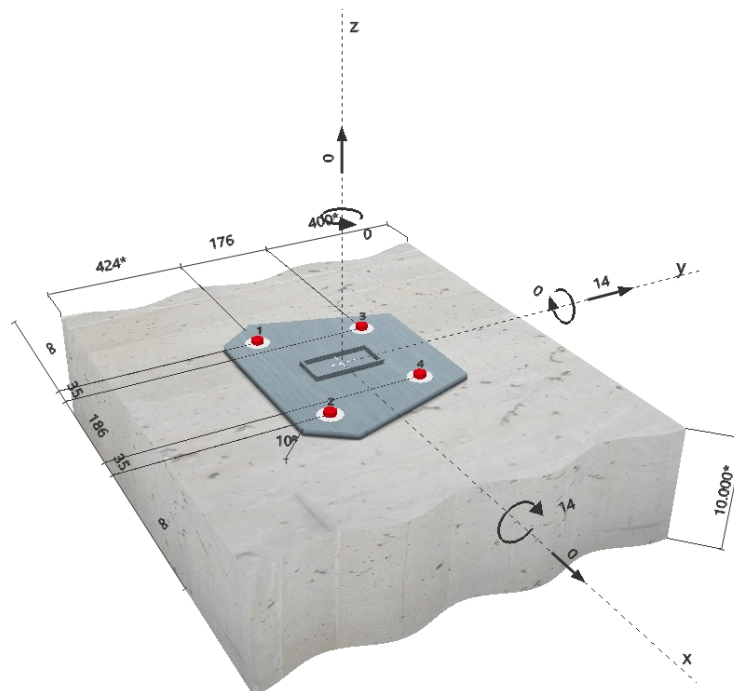
Installazione: Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto

Armatura: nessuna armatura o interasse tra le armature $\geq 150 \text{ mm}$ (qualunque \varnothing) o $\geq 100 \text{ mm}$ ($\varnothing \leq 10 \text{ mm}$)
con armatura di bordo longitudinale $d \geq 12$



^R - Il calcolo dell'ancoraggio presuppone la presenza di una piastra di ancoraggio rigida.

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
PROFIS Anchor (c) 2003-2009 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan



Profis Anchor 2.8.3

www.hilti.it

Impresa: Città Metropolitana di Palermo
Progettista: arch. Francesco Lagna
Indirizzo: Via Lincoln, 71
Telefono I Fax: 0916811111 |
E-mail: infrastrutture@cittametropolitana.pa.it

Pagina: 2
Progetto: SP 84 di Vicari
Contratto N°:
Data: 04/07/2019

2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

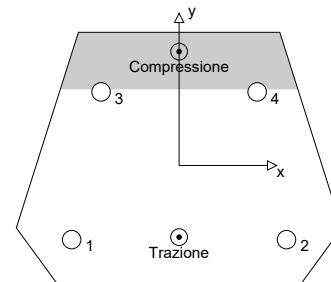
Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	31,204	3,500	0,000	3,500
2	31,204	3,500	0,000	3,500
3	0,478	3,500	0,000	3,500
4	0,478	3,500	0,000	3,500

Compressione max. nel calcestruzzo: 0,24 [%]
Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: 7,30 [N/mm²]
risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0/-85): 63,364 [kN]
risultante delle forze di compressione (x/y)=(0/136): 63,364 [kN]



Le forze di ancoraggio vengono calcolate presupponendo una piastra di ancoraggio rigida.

3 Carico di trazione (EOTA TR 029, Sezione 5.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	31,204	130,667	24	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	63,364	63,372	100	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	63,364	69,520	92	OK
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

3.1 Rottura dell'acciaio

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Sd} [kN]
196,000	1,500	130,667	31,204

3.2 Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

$A_{p,N}$ [mm ²]	$A_{p,N}^0$ [mm ²]	$\tau_{Rk,ucr,25}$ [N/mm ²]	$s_{cr,Np}$ [mm]	$c_{cr,Np}$ [mm]	c_{min} [mm]
268,041	99,225	7,50	315	158	400
ψ_c	$\tau_{Rk,ucr}$ [N/mm ²]	k	$\psi_{g,Np}^0$	$\psi_{g,Np}$	
1,018	7,64	3,200	1,216	1,077	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{re,Np}$
0	1,000	85	0,649	1,000	1,000
$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	$\gamma_{M,p}$	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{Sd} [kN]	
50,390	95,058	1,500	63,372	63,364	

3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]		
268,041	99,225	158	315		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
0	1,000	85	0,649	1,000	1,000
k_1	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c}$ [kN]	N_{Sd} [kN]	
10,100	59,520	1,500	69,520	63,364	

Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
PROFIS Anchor (c) 2003-2009 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan



SP 84 "di Vicari"

Lavori per la messa in sicurezza e ripristino della sede stradale a seguito di dissesti e movimenti franosi

Relazione di calcolo strutturale



www.hilti.it

Profis Anchor 2.8.3

Impresa: Città Metropolitana di Palermo
Progettista: arch. Francesco Lagna
Indirizzo: Via Lincoln, 71
Telefono / Fax: 0916811111 |
E-mail: infrastrutture@cittametropolitana.pa.it

Pagina: 3
Progetto: SP 84 di Vicari
Contratto N°:
Data: 04/07/2019

4 Carico di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.3)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	3,500	78,400	5	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	14,000	195,422	8	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione y+**	14,000	121,908	12	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
98,000	1,250	78,400	3,500

4.2 Rottura per pryout (adesione)

$A_{p,N}$ [mm ²]	$A_{p,N}^0$ [mm ²]	$\tau_{Rk,ucr,25}$ [N/mm ²]	$c_{cr,Np}$ [mm]	$s_{cr,Np}$ [mm]	C_{min} [mm]
268.041	99.225	7,50	158	315	400
ψ_c	$\tau_{Rk,ucr}$ [N/mm ²]	k_4	k-factor	$\psi_{g,Np}^0$	$\psi_{g,Np}$
1,018	7,64	3,200	2,000	1,216	1,077
$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{re,Np}$
0	1,000	0	1,000	1,000	1,000
$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,cp}$ [kN]	V_{Sd} [kN]	
50,390	146,567	1,500	195,422	14,000	

4.3 Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione y+

l_f [mm]	d_{nom} [mm]	k_1	α	β	
105	20,0	2,400	0,051	0,055	
c_1 [mm]	$A_{c,v}$ [mm ²]	$A_{c,v}^0$ [mm ²]			
400	831.600	720.000			
$\psi_{s,v}$	$\psi_{h,v}$	$\psi_{a,v}$	$e_{c,v}$ [mm]	$\psi_{ec,v}$	$\psi_{re,v}$
1,000	1,000	1,000	0	1,000	1,000
$V_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Sd} [kN]		
158,321	1,500	121,908	14,000		

5 Carichi combinati di trazione e di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.4)

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
1,000	0,115	1,000	93	OK

$(\beta_N + \beta_V) / 1.2 \leq 1,0$



SP 84 "di Vicari"

Lavori per la messa in sicurezza e ripristino della sede stradale a seguito di dissesti e movimenti franosi

Relazione di calcolo strutturale



www.hilti.it

Impresa: Città Metropolitana di Palermo
Progettista: arch. Francesco Lagna
Indirizzo: Via Lincoln, 71
Telefono | Fax: 0916811111 |
E-mail: infrastrutture@cittametropolitana.pa.it

Pagina: 4
Progetto: SP 84 di Vicari
Contratto N°:
Data: 04/07/2019

Profis Anchor 2.8.3

6 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

N_{Sk}	=	23,114 [kN]	δ_N	=	0,280 [mm]
V_{Sk}	=	2,593 [kN]	δ_V	=	0,104 [mm]
			δ_{NV}	=	0,299 [mm]

Carichi a lungo termine:

N_{Sk}	=	23,114 [kN]	δ_N	=	0,280 [mm]
V_{Sk}	=	2,593 [kN]	δ_V	=	0,156 [mm]
			δ_{NV}	=	0,321 [mm]

Commenti: Gli spostamenti a trazione risultano validi con metà del valore della coppia di serraggio richiesta per non fessurato calcestruzzo!
Gli spostamenti a taglio sono validi trascurando l'attrito tra il calcestruzzo e la piastra d'ancoraggio! Lo spazio derivante dal foro eseguito con perforatore e dalle tolleranze dei fori non viene considerato in questo calcolo!

Gli spostamenti ammissibili dell'ancorante dipendono dalla struttura fissata e devono essere definiti dal progettista!



SP 84 "di Vicari"

Lavori per la messa in sicurezza e ripristino della sede stradale a seguito di dissesti e movimenti franosi

Relazione di calcolo strutturale

6. CALCOLO GABBIONATA

L'opera di sostegno progettata è del tipo a gabbioni metallici riempiti con pietrame di opportune dimensioni. Tale sistema costruttivo è di tipo modulare e parzialmente prefabbricabile e, quindi, garantisce semplicità e rapidità di esecuzione.

Gli elementi gabbioni sono di dimensioni standardizzate di larghezza $L = 1$ m, altezza $H = 1,0$ m e lunghezza W tipicamente da 2,00 ml. L'opera di contenimento ottenuta con l'uso dei gabbioni, pertanto, potrà avere una conformazione tipicamente a gradoni esterni di spessore da 1,00 ml a 0,50 ml in base alla sovrapposizione tra i gabbioni. Gli elementi principali costituenti la gabbionata sono:

- 1) reti metalliche a maglie esagonali formanti una scatola delle dimensioni di ml. 2,00x1,00x1,00, per opere di sostegno, sistemazioni fluviali, sistemi di controllo dell'erosione, marcati CE in accordo con la direttiva europea 89/106/CE e realizzati in accordo con le "Linee Guida per la certificazione di idoneità tecnica all'impiego e utilizzo di prodotti in rete metallica a doppia torsione", approvate dal Consiglio superiore dei lavori pubblici con Parere n. 69, reso nell'adunanza del 2 luglio 2013 e con UNI EN 10223-3:2013 e provvisti di marcatura CE in conformità con certificazione ETA. La rete metallica a doppia torsione a maglia esagonale tipo 6x8 o 8x10 cm, tessuta con trafilato di ferro di \varnothing da 2,70 a 3,00 mm, conforme alle norme UNI-EN 10223-3 per le caratteristiche meccaniche ed UNI-EN 10218-2 per le tolleranze sui diametri, rivestito con zincatura forte (UNI-EN 10244-2 Classe A). La galvanizzazione dovrà superare un test d'invecchiamento secondo la normativa UNI ISO EN 6988. La resistenza nominale a trazione della rete dovrà essere pari a 50 kN/m. Gli elementi saranno assemblati utilizzando, sia per le cuciture che per i tiranti, del filo delle stesse caratteristiche di quello della rete con \varnothing 2,20 mm e galvanizzazione ≥ 230 g/m² o punti metallici meccanizzati galvanizzati con Galmac \varnothing 3 mm e carico di rottura \geq a 1770 MPa.
- 2) pietrame di riempimento: costituito tipicamente da materiale lapideo di tipo calcareo oppure da ciottoli con pezzatura di diametro non inferiore a 1,5 ÷ 2 volte la dimensione "d" della maglia metallica. Le rocce utilizzate dovranno avere caratteristiche tali da non risultate suscettibili a friabilità, dilavamento, e gelività. Il peso specifico dei materiali lapidei sarà non minore di 22 kN/mc;
- 3) elementi di collegamento tra le gabbionate: saranno costituiti da fili metallici di opportuno diametro tali da consentire un idoneo collegamento tra i moduli, in modo da garantire il corretto comportamento d'insieme dell'opera di contenimento e l'idoneo trasferimento degli sforzi interni tra le gabbionate e dovuti alle spinte del terreno, degli eventuali sovraccarichi sul terrapieno a monte dell'opera, nonché del peso proprio degli elementi soprastanti e degli effetti dell'azione sismica di progetto;
- 4) fondazione: tenuto conto delle caratteristiche del terreno di posa nonché dell'altezza complessiva dell'opera di sostegno, le strutture di fondazione sono costituite direttamente dal primo strato di gabbioni posto su un letto di piestrischetto in modo da garantire un idoneo coefficiente di sicurezza a carico limite del terreno. Tra le caratteristiche peculiari dei muri a gabbioni si annoverano:

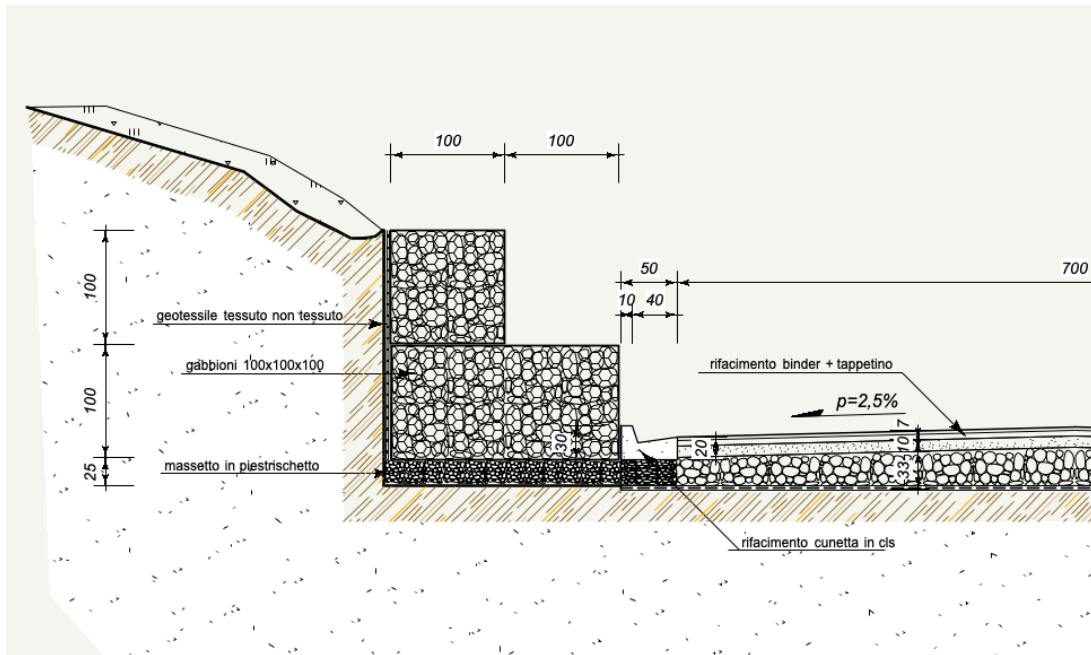


SP 84 "di Vicari"

Lavori per la messa in sicurezza e ripristino della sede stradale a seguito di dissesti e movimenti franosi

Relazione di calcolo strutturale

- duttilità (la struttura ad elevata porosità e la rete metallica a doppia torsione consentono ampie deformazioni prima del collasso e consentono piccoli cedimenti o adattamenti in corso d'opera);
- permeabilità (grazie all'elevata porosità del materiale di riempimento dei gabbioni è possibile ottenere un efficiente drenaggio delle acque meteoriche da monte a valle dell'opera; le uniche opere di drenaggio sono solo state necessarie a valle dell'opera valle dell'opera ed a tergo delle fondazioni in c.a.);
- ridotto impatto ambientale (la tipologia di opera si presta ai canoni dell'ingegneria naturalistica consentendo l'applicazione di piante a crescita controllata sulla superficie esterna dell'opera).



Gabbionata di sostegno

1.1 SCENARIO DI ANALISI

Per la gabbionata verrà effettuata oltre alle verifiche geotecniche previste dalla normativa vigente, ribaltamento, scorrimento, schiacciamento (NTC 2018) anche una verifica di stabilità globale mediante la determinazione della superficie di scorrimento, detta superficie critica, effettuata in via approssimata e assunta cilindrica. Tale traccia sul piano di tale superficie è quindi un cerchio tangente alla base della gabbionata, detto cerchio critico o di slittamento.

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 17 gennaio 2018.



SP 84 "di Vicari"

Lavori per la messa in sicurezza e ripristino della sede stradale a seguito di dissesti e movimenti franosi

Relazione di calcolo strutturale

1.1.1 Valutazione degli approcci e delle combinazioni per le verifiche

Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali, sisma e carico eccezionale) mediante le combinazioni di carico di seguito descritte. Da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi sono state adottate le seguenti combinazioni:

Combinazione fondamentale

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

Combinazione eccezionale

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

Combinazione sismica

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

Per gli stati limite di esercizio sono state adottate le seguenti combinazioni:

Combinazione rara

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

Combinazione frequente

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

Combinazione quasi permanente

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

La verifica di stabilità globale del complesso dell'opera-terreno è stata effettuata, analogamente a quanto previsto al § 6.8, 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 per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le



SP 84 “di Vicari”

Lavori per la messa in sicurezza e ripristino della sede stradale a seguito di dissesti e movimenti franosi

Relazione di calcolo strutturale

verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

Le rimanenti verifiche sono state effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione **(A1+M1+R3)**, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

Nella verifica a ribaltamento i coefficienti R3 della Tab. 6.5.I si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti.

1.1.2 Valutazione dell'azione sismica

La valutazione della spinta del terreno in zona sismica, secondo quanto prevede il D.M. 17 gennaio 2018 “Norme tecniche per le Costruzioni” al § 3.2.3 e al § 7.11.6.2.1, è stata eseguita utilizzando metodi pseudo-statici. In particolare il procedimento per la definizione dei parametri sismici di progetto per i vari Stati Limite per cui sono state effettuate le verifiche è stato il seguente:

- definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di Riferimento dell'azione sismica.
- individuazione, tramite latitudine e longitudine, dei parametri sismici di base a_g , F_0 e T^*c per tutti e quattro gli Stati Limite previsti (SLO, SLD, SLV e SLC); l'individuazione è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'opera.
- determinazione dei coefficienti d'amplificazione stratigrafica e topografica.
- calcolo del periodo T_c corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

L'utilizzo di metodi pseudo-statici, consente di ricondurre l'azione sismica, che è un'azione dinamica variabile nel tempo e nello spazio, ad un insieme di forze statiche equivalenti, orizzontali e verticali, mediante l'utilizzo di coefficienti sismici, che dipendono dalla zona sismica, dalle condizioni locali e dall'entità degli spostamenti ammessi per l'opera considerata. Tali coefficienti vengono utilizzati, oltre che per valutare le forze di inerzia sull'opera, anche per determinare la spinta retrostante l'opera, mediante l'utilizzo della teoria di Mononobe-Okabe.

Come specificato al § 7.11.6.2.1, in assenza di studi specifici, i coefficienti sismici orizzontale K_h e verticale K_v , devono essere calcolati come:

$$K_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

$$K_v = \pm 0,5 \cdot K_h$$

dove

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima è valutata con la relazione:

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:



SP 84 "di Vicari"

Lavori per la messa in sicurezza e ripristino della sede stradale a seguito di dissesti e movimenti franosi

Relazione di calcolo strutturale

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al §3.2.3.2;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Nella precedente espressione, il coefficiente β_m di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a:

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

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

Lo stato limite di ribaltamento è trattato impiegando coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e utilizzando valori di β_m incrementati del 50% rispetto a quelli innanzi indicati e comunque non superiori all'unità.

1.1.3 Verifiche geotecniche e strutturali

Verifica a Ribaltamento

Nella verifica a ribaltamento è stato scelto come punto di rotazione il vertice in basso a valle della fondazione della platea-cordolo e della gabbionata sottostante.

1. Il **Momento Ribaltante** è dovuto alla componente orizzontale della spinta, seppur di piccola entità, all'incremento sismico di essa e ad eventuali carichi esterni che possono contribuire al ribaltamento. In particolar modo contribuisce in maniera rilevante, la forza d'urto applicata alla barriera di sicurezza che provoca un momento ribaltante sull'intera struttura
2. Il **Momento Stabilizzante** è dovuto al peso proprio della struttura nel suo complesso, del terreno su esso agente, ad eventuali carichi esterni che possono contribuire alla stabilità.

Il coefficiente di sicurezza è dato dal rapporto Momento Stabilizzante/Momento Ribaltante. Tale valore è stato calcolato per tutte le combinazioni di carico previste dall'approccio adottato, considerando il sistema come un corpo rigido.

Verifica a Scorrimento

Nella verifica a scorrimento sono state prese in considerazione tutte le forze agenti che innescano un meccanismo di traslazione lungo il piano di posa della fondazione per superamento dei limiti di attrito e coesione, tenendo conto dell'inclinazione del piano di posa e dell'eventuale presenza dello sperone.

La **Forza Agente** è la spinta con i suoi incrementi sismici ed eventuali forze esterne che agiscono nello stesso verso.

La **Forza Resistente** è rappresentata dall'attrito e dalla coesione agente sulla fondazione, dalla presenza di tiranti e di pali, da particolari costruttivi quali gli speroni che servono ad aumentare la resistenza allo scorrimento oltre ad eventuali forze esterne che agiscono nello stesso verso. Il coefficiente di sicurezza è dato dal rapporto Forza Resistente/Forza Agente. Tale valore è stato calcolato per tutte le combinazioni di carico



SP 84 "di Vicari"

Lavori per la messa in sicurezza e ripristino della sede stradale a seguito di dissesti e movimenti franosi

Relazione di calcolo strutturale

previste dall'approccio adottato e il rapporto più gravoso, in relazione al corrispondente coefficiente R, dipendente dall'approccio e dalla combinazione considerata, è stato riportato come Coefficiente di Sicurezza a Scorrimento.

Verifica a Carico Limite

È stato calcolato il carico limite secondo la metodologia dovuta al **Terzaghi**, considerando la profondità d'interramento della fondazione, la stratigrafia degli strati sotto la fondazione, l'inclinazione del piano di posa della fondazione, l'inclinazione e l'eccentricità dei carichi esterni. Il coefficiente di sicurezza è dato dal rapporto Carico Limite / Carichi Agenti. Tale valore è stato calcolato per tutte le combinazioni di carico previste dall'approccio adottato e il rapporto più gravoso, in relazione al corrispondente coefficiente R, dipendente dall'approccio e dalla combinazione considerata, è stato riportato come Coefficiente di Sicurezza a Carico Limite.

Verifica di Stabilità Globale

Per la verifica di stabilità globale è stato assimilato tutto il complesso struttura-terreno ad un pendio. Esso deve essere al sicuro da fenomeni d'instabilità che in genere si sviluppano su superfici di scorrimento assimilabili a circonferenze.

Sono state ipotizzate varie superfici di scorrimento in modo da interessare tutta la parte di terreno potenzialmente soggetta ad instabilità. Sono state escluse le superfici che intercettano la struttura. Per ognuna di esse sono state calcolate le forze motrici e le forze resistenti.

Il calcolo è stato effettuato secondo i metodi classici di **Fellenius** o di **Bishop**, suddividendo il complesso terreno-muro incluso nel cerchio in esame in settori verticali sufficientemente piccoli, e calcolando le forze resistenti per attrito e coesione alla base, che si oppongono alla forza di scorrimento del settore.

Il coefficiente di sicurezza in condizioni statiche (NON sismiche) è dato dal rapporto fra le forze resistenti e quelle motrici. Tale valore è stato calcolato per tutte le combinazioni di carico previste dall'approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo. Le verifiche di sicurezza per effetto delle azioni sismiche, invece, si controlla che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni (condizione [6.2.1]), ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a $Y_R = 1.2$.

L'azione sismica è stata valutata come previsto dal D.M. 17.01.2018 al § 7.11.3.5.2.

Si allegano i risultati riepilogativi del calcolo della struttura in esame.



SP 84 "di Vicari"

Lavori per la messa in sicurezza e ripristino della sede stradale a seguito di dissesti e movimenti franosi

Relazione di calcolo strutturale

CALCOLO GABBIONATA

Dati geometrici

Nm	= ml	2	numero manufatti
Manufatto 1			
Dx1	= ml	0,00	distanza X dall'origine assi
Dy1	= ml	0,00	distanza Y dall'origine assi
B1	= ml	2,00	spessore in testa
H1	= ml	1,00	altezza in elevazione
Manufatto 2			
Dx2	= ml	1,00	distanza X dall'origine assi
B2	= ml	1,00	spessore in testa
H2	= ml	1,00	altezza in elevazione
Generali			
ε	= gradi	10,00	angolo di inclinazione profilo terreno a monte
ε_v	= gradi	0,00	angolo di inclinazione profilo terreno a valle
Haff	= ml	0,00	affondamento terreno rispetto alla testa dell'intero manufatto
D	= ml	0,20	profondità piano di posa della fondazione
Smg	= ml	0,10	spessore magrone
Geometria Generali			
Dy1	= ml	0,00	distanza Y dall'origine assi del manufatto 1
Dy2	= ml	1,00	distanza Y dall'origine assi del manufatto 2
Dy3	= ml	2,00	distanza Y dall'origine assi del manufatto 3
Dy4	= ml	2,00	distanza Y dall'origine assi del manufatto 4
Bt1	= ml	0,00	base del terreno sovrastante il manufatto 1
Bt2	= ml	0,00	base del terreno sovrastante il manufatto 2
Bt3	= ml	0,00	base del terreno sovrastante il manufatto 3
Hd1	= ml	2,00	altezza totale del diaframma di spinta del manufatto 1
Hd2	= ml	1,00	altezza totale del diaframma di spinta del manufatto 2
Hd3	= ml	0,00	altezza totale del diaframma di spinta del manufatto 3
Hd4	= ml	0,00	altezza totale del diaframma di spinta del manufatto 4
β	= gradi	0,00	angolo di inclinazione paramento interno rispetto alla verticale
ω	= gradi	90	angolo di inclinazione paramento interno rispetto all'orizzontale



SP 84 "di Vicari"

Lavori per la messa in sicurezza e ripristino della sede stradale a seguito di dissesti e movimenti franosi

Relazione di calcolo strutturale

Dati geotecnici terreno

a monte del manufatto (per il calcolo della spinta)

γ_t	=	kN/mc	20,00	peso specifico terreno
φ	=	gradi	27,00	angolo di attrito interno
δ	=	gradi	18,00	angolo di attrito terra-muro (2/3 φ se $H_t > L_b$; 0 se $H_t < L_b$)
c'	=	kN/ml	0,00	coesione efficace
c_u	=	kN/ml	0,00	resistenza non drenata

in fondazione (per verifica a schiacciamento e globale)

γ_t	=	kN/mc	20,00	peso specifico terreno di fondazione
φ	=	gradi	27,00	angolo di attrito interno terreno di fondazione
δ	=	gradi	30,00	angolo di attrito muro-terreno di fondazione
c'	=	kN/ml	0,00	coesione efficace
c_u	=	kN/ml	0,00	resistenza non drenata
SI/NO	=	-	SI	considera il contributo del terreno a valle per la verifica di scorrimento globale
$\Delta xy(O)$	=	ml	1,00	ΔHV del centro della circonferenza critica di scivolamento
Nsc	=	n.ro	8	numero di punti in Dir X e Y dei centri delle circonferenze critiche

Sovraccarichi esterni

q_{G1}	=	kN/ml	0,00	sovraccarico permanente strutturale portato sul terrapieno (completamente definito)
q_{G2}	=	kN/ml	0,00	sovraccarico permanente non strutturale portato sul terrapieno
SI/NO	=	-	NO	il sovraccarico permanente non strutturale stabilizza il manufatto
q_v	=	kN/ml	0,00	sovraccarico variabile sul terrapieno
SI/NO	=	-	NO	il sovraccarico variabile stabilizza il manufatto
ψ_{11}	=	-	1,00	coefficiente di combinazione frequente (SLE)
ψ_{21}	=	-	1,00	coefficiente di combinazione di carico quasi permanente/sismico/eccezionale

Carichi concentrati esterni

N_{G1}	=	kN	0,00	carico verticale permanente strutturale concentrato in testa
T_{G1}	=	kN	0,00	carico orizzontale permanente strutturale concentrato in testa
M_{G1}	=	kNm	0,00	momento permanente strutturale concentrato in testa
N_{G2}	=	kN	0,00	carico verticale permanente non strutturale concentrato in testa
T_{G2}	=	kN	0,00	carico orizzontale permanente non strutturale concentrato in testa
M_{G2}	=	kNm	0,00	momento permanente concentrato non strutturale in testa
SI/NO	=	-	NO	il carico permanente non strutturale stabilizza il manufatto
N_Q	=	kN	0,00	carico verticale variabile concentrato in testa
T_Q	=	kN	0,00	carico orizzontale variabile concentrato in testa
M_Q	=	kNm	0,00	momento variabile concentrato in testa
SI/NO	=	-	NO	il carico variabile stabilizza il manufatto
ψ_{02}	=	-	0,00	coefficiente di combinazione fondamentale e rara (SLE)
ψ_{22}	=	-	0,00	coefficiente di combinazione di carico quasi permanente/frequente/sismico/eccezionale
N_A	=	kN	0,00	carico eccezionale concentrato in testa
T_A	=	kN	0,00	carico eccezionale concentrato in testa
M_A	=	kNm	0,00	momento eccezionale concentrato in testa

* i carichi concentrati sopraindicati dovranno essere riferiti ad una lunghezza di calcolo pari ad 1,00 ml



SP 84 "di Vicari"

Lavori per la messa in sicurezza e ripristino della sede stradale a seguito di dissesti e movimenti franosi

Relazione di calcolo strutturale

Caratteristiche manufatti

Manufatto 1

$\gamma_t 1$ = kN/mc **18,00** peso specifico

Manufatto 2

$\gamma_t 2$ = kN/mc **18,00** peso specifico

Dati sismici

Comune	=	Vicari	
Longitudine	=	sessadec 13,5670	Longitudine in sessadecimali
Latitudine	=	sessadec 37,8248	Latitudine in sessadecimali
T_p	=	- 2	tipo costruzione (1 - 2 - 3)
CL	=	- 3	classe (1 - 2 - 3 - 4)
CS	=	- C	categoria del sottosuolo (A - B - C - D - E)
T	=	- T2	categoria topografia
H_{cp}		1	altezza massima della cresta del pendio o del rilievo (m)
h_{bp}		0	quota del sito rispetto alla base del pendio o del rilievo (m)
h_{bp}/H_{cp}		0	
CLsism		2	classificazione sismica
V_N	>= anni	50	vita nominale della struttura
C_u	= -	1,50	coefficiente d'uso
V_R	= anni	75	periodo di riferimento delle azioni sismiche
g	= $m/s^2/10$	0,981	accelerazione di gravità
ST	= -	1,200	coefficiente di amplificazione topografica

Stato limite ultimo SLU

SLU		SLV	SLU (per opere di sostegno SLV)
%PVR	= -	10%	probabilità di superamento del periodo di riferimento
T_R	= anni	712	periodo di ritorno
a_g/g	= $m/s^2/10$	0,124	accelerazione orizzontale massima del terreno
F_o	= -	2,569	valore max fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
T^*_c	= sec	0,335	periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale
S_s	= -	1,500	coefficiente di amplificazione stratigrafica
a_{max}	=	0,223	accelerazione orizzontale massima al sito
β_m	=	0,38	coefficiente
k_h	=	0,085	coefficiente sismico orizzontale
k_v	=	0,043	coefficiente sismico verticale

Stato limite esercizio SLE

SLE		SLD	SLE (per opere di sostegno SLD)
%PVR	= -	63%	probabilità di superamento del periodo di riferimento
T_R	= anni	75	periodo di ritorno
a_g/g	= $m/s^2/10$	0,056	accelerazione orizzontale massima del terreno
F_o	= -	2,423	valore max fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
T^*_c	= sec	0,274	periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale
S_s	= -	1,500	coefficiente di amplificazione stratigrafica
a_{max}	=	0,100	accelerazione orizzontale massima al sito
β_m	=	0,47	coefficiente
k_h	=	0,047	coefficiente sismico orizzontale
k_v	=	0,024	coefficiente sismico verticale



SP 84 "di Vicari"

Lavori per la messa in sicurezza e ripristino della sede stradale a seguito di dissesti e movimenti franosi

Relazione di calcolo strutturale

RISULTATI DELL'ANALISI

	Nominale		condizioni statiche			condiz. sismiche -down-		condiz. sismiche -up-	
--	----------	--	---------------------	--	--	-------------------------	--	-----------------------	--

Tab 6.8.I - Tab 6.5.I - Tab 7.11.III - Coefficienti parziali per STR e GEO (SLU)

Parametro (Tab 6.8.I)	Nominali	Simbolo	EQU	(R2)	(R2)	(R2)	(R2)	(R2)	(R2)
Stabilità globale insieme manufatto-terreno	1,00	γ_R	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10
Parametro (Tab 6.5.I) (Tab 7.11.III)	Nominali	Simbolo	EQU	(R3)	(R3)	(R3)	(R3)	(R3)	(R3)
Capacità portante della fondazione	1,00	γ_R	1,40	1,40	1,40	1,20	1,20	1,20	1,20
Scorrimento	1,00	γ_R	1,10	1,10	1,10	1,00	1,00	1,00	1,00
Ribaltamento	1,00	γ_R	1,15	1,15	1,15	1,00	1,00	1,00	1,00
Resistenza del terreno a valle	1,00	γ_R	1,40	1,40	1,40	1,20	1,20	1,20	1,20

Tab 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri GEO del terreno (SLU)

Parametro	Nominali	Simbolo	EQU	(M1)	(M2)	(M1)	(M2)	(M1)	(M2)
Angolo di attrito	1,00	ϕ'	1,25	1,00	1,25	1,00	1,25	1,00	1,25
Coesione efficace	1,00	c_2	1,25	1,00	1,25	1,00	1,25	1,00	1,25
Resistenza non drenata	1,00	c_u	1,40	1,00	1,40	1,00	1,40	1,00	1,40
Peso specifico	1,00	γ	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Tab 6.2.I - Coefficienti parziali per le azioni permanenti o per loro effetto

Carichi	Nominali	Simbolo	EQU	(A1)	(A2)	(A1)	(A2)	(A1)	(A2)
Permanenti favorevole	1,00	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Permanenti sfavorevole	1,00	γ_{G1}	1,10	1,30	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Permanenti non strutturali favorevole	1,00	γ_{G2}	0,80	0,80	0,80	1,00	1,00	1,00	1,00
Permanenti non strutturali sfavorevole	1,00	γ_{G2}	1,50	1,50	1,30	1,00	1,00	1,00	1,00
Variabili favorevole	1,00	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Variabili sfavorevole	1,00	γ_{Qi}	1,50	1,50	1,30	1,00	1,00	1,00	1,00

Tab 2.5.I - 5.1.VI - Coefficienti di combinazione per carichi variabili

Fondamentale/Sismico/Eccezionale	Nominali	Simbolo	FOND	FOND	FOND	SISMA (A1)	SISMA (A2)	SISMA (A1)	SISMA (A2)
Primo carico	1,00	$\psi_{01} - \psi_{21}$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Secondo carico	1,00	$\psi_{02} - \psi_{22}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Rara/Quasi Permanente/Frequente	Nominali	Simbolo	RARA	Q. PERM.	FREQUENTE	(A1)	(A2)	(A1)	(A2)
Primo carico	1,00	$\psi_{01} - \psi_{21} - \psi_1$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Secondo carico	1,00	$\psi_{02} - \psi_{22} - \psi_2$	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Coefficienti sismici

	Nominali	Simbolo	EQU	(A1)	(A2)	(A1)	(A2)	(A1)	(A2)
coefficiente sismico orizzontale	0,000	k_h	0,000	0,000	0,000	0,085	0,085	0,085	0,085
coefficiente sismico verticale	0,000	k_v	0,000	0,000	0,000	0,043	0,043	-0,043	-0,043
angolo sismico	0,000	θ	0,000	0,000	0,000	4,659	4,659	5,076	5,076

Dati geotecnici terreno

terreno di spinta	Nominali	Simbolo	EQU	(A1+M1)	(A2+M2)	(A1+M1)	(A2+M2)	(A1+M1)	(A2+M2)
peso specifico terreno	20,00	γ^t	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00
angolo di attrito interno	27,00	ϕ^i	22,18	27,00	22,18	27,00	22,18	27,00	22,18
angolo di attrito terra-manufatto ($2/3 \phi - 0$)	18,00	δ^i	14,78	18,00	14,78	18,00	14,78	18,00	14,78
coesione drenata efficace	0,00	c'	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
coesione non drenata efficace	0,00	c_u	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
coefficiente di spinta attiva	Nominali	Simbolo	EQU	(A1+M1)	(A2+M2)	(A1+M1)	(A2+M2)	(A1+M1)	(A2+M2)
coefficiente K_{AE}	0,386	K_{AE}	0,476	0,386	0,476	0,469	0,581	0,478	0,592
terreno sotto fondazione	Nominali	Simbolo	EQU	(A1+M1)	(A2+M2)	(A1+M1)	(A2+M2)	(A1+M1)	(A2+M2)
peso specifico terreno	20,00	γ^t	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00
angolo di attrito interno	27,00	ϕ^i	22,18	27,00	22,18	27,00	22,18	27,00	22,18
angolo di attrito terra-manufatto	30,00	δ^i	24,64	30,00	24,64	30,00	24,64	30,00	24,64
coesione drenata efficace	0,00	c'	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
coesione non drenata efficace	0,00	c_u	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00



SP 84 "di Vicari"

Lavori per la messa in sicurezza e ripristino della sede stradale a seguito di dissesti e movimenti franosi

Relazione di calcolo strutturale

	Nominale		condizioni statiche			condiz. sismiche -down-		condiz. sismiche -up-	
Sovraccarichi esterni sul terrapieno a tergo									
Rispetto a livello 1				(A1)	(A2)	(A1)	(A2)	(A1)	(A2)
Q (G1)	0,00	fav	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Q (G1)	0,00	sfav	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Q (G2)	0,00	fav	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Q (G2)	0,00	sfav	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Q (V)	0,00	fav	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Q (V)	0,00	sfav	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Q tot (h)	0,00	fav	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Q tot (v)	0,00	fav	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Q tot (h)	0,00	sfav	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Q tot (v)	0,00	sfav	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Peso manufatti									
	Nominali	Area	EQU	(A1)	(A2)	(A1)	(A2)	(A1)	(A2)
Manufatto 1	36,00	2,00	32,40	36,00	36,00	36,00	36,00	36,00	36,00
Manufatto 1 x kh	0,00		0,00	0,00	0,00	3,06	3,06	3,06	3,06
Manufatto 1 x kv	0,00		0,00	0,00	0,00	1,55	1,55	-1,55	-1,55
Manufatto 2	18,00	1,00	16,20	18,00	18,00	18,00	18,00	18,00	18,00
Manufatto 2 x kh	0,00		0,00	0,00	0,00	1,53	1,53	1,53	1,53
Manufatto 2 x kv	0,00		0,00	0,00	0,00	0,77	0,77	-0,77	-0,77
Baricentro X G Y G geometrico complesso									
	Nominali	Simbolo	EQU	(A1)	(A2)	(A1)	(A2)	(A1)	(A2)
coordinata X (rispetto agli origini degli assi)	1,17	x (1)	1,17	1,17	1,17	1,17	1,17	1,17	1,17
coordinata Y (rispetto agli origini degli assi)	0,83	y (1)	0,83	0,83	0,83	0,83	0,83	0,83	0,83
Baricentro X G Y G masse complesso									
	Nominali	Simbolo	EQU	(A1)	(A2)	(A1)	(A2)	(A1)	(A2)
coordinata X (rispetto al punto 1)	1,17	x (1)	1,17	1,17	1,17	1,17	1,17	1,17	1,17
coordinata Y (rispetto al punto 1)	0,00	y (1)	0,00	0,00	0,00	0,83	0,83	0,83	0,83
coordinata X (rispetto al punto 2)	0,50	x (2)	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
coordinata Y (rispetto al punto 2)	0,00	y (2)	0,00	0,00	0,00	0,50	0,50	0,50	0,50
Peso terreno sovrastanti i manufatti									
	Nominali	Area	EQU	(A1)	(A2)	(A1)	(A2)	(A1)	(A2)
Manufatto 1 (elemento rettangolare)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Manufatto 1 x kh	0,00		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Manufatto 1 x kv	0,00		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Manufatto 1 (elemento triangolare)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Manufatto 1 x kh	0,00		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Manufatto 1 x kv	0,00		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Spinte terra diaframma manufatto 1									
	Nominali	Simbolo	EQU	(A1+M1)	(A2+M2)	(A1+M1)	(A2+M2)	(A1+M1)	(A2+M2)
spinta terreno	15,46	St	20,95	20,09	19,04	19,58	24,22	18,30	22,67
spinta terreno componente orizzontale	14,70	Sth	20,25	19,11	18,41	18,62	23,42	17,40	21,92
spinta terreno componente verticale	4,78	Stv	5,34	6,21	4,86	6,05	6,18	5,66	5,78
spinta sovraccarico QG1	0,00	SqG1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta QG1 componente orizzontale	0,00	SqG1h	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta QG1 componente verticale	0,00	SqG1vv	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta sovraccarico QG2	0,00	SqG2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta QG2 componente orizzontale	0,00	SqG2h	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta QG2 componente verticale	0,00	SqG2vv	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta sovraccarico Qv	0,00	SqQv	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta Qv componente orizzontale	0,00	SqQvh	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta Qv componente verticale	0,00	SqQvv	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Somma	15,46	S	20,95	20,09	19,04	19,58	24,22	18,30	22,67
Somma (h)	14,70	Sh	20,25	19,11	18,41	18,62	23,42	17,40	21,92
Somma (v)	4,78	Sv	5,34	6,21	4,86	6,05	6,18	5,66	5,78



SP 84 "di Vicari"

Lavori per la messa in sicurezza e ripristino della sede stradale a seguito di dissesti e movimenti franosi

Relazione di calcolo strutturale

	Nominale		condizioni statiche			condiz. sismiche -down-		condiz. sismiche -up-	
Spinte terra diaframma manufatto 2									
	Nominali	Simbolo	EQU	(A1+M1)	(A2+M2)	(A1+M1)	(A2+M2)	(A1+M1)	(A2+M2)
spinta terreno	3,86	St	5,24	5,02	4,76	4,90	6,05	4,58	5,67
spinta terreno componente orizzontale	3,67	St _h	5,06	4,78	4,60	4,66	5,85	4,35	5,48
spinta terreno componente verticale	1,19	St _v	1,34	1,55	1,21	1,51	1,55	1,41	1,45
spinta sovraccarico QG1	0,00	SqG1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta QG1 componente orizzontale	0,00	SqG1 _h	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta QG1 componente verticale	0,00	SqG1 _{vv}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta sovraccarico QG2	0,00	SqG2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta QG2 componente orizzontale	0,00	SqG2 _h	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta QG2 componente verticale	0,00	SqG2 _{vv}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta sovraccarico Qv	0,00	SqQv	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta Qv componente orizzontale	0,00	SqQv _h	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta Qv componente verticale	0,00	SqQv _{vv}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Sommano	3,86	S	5,24	5,02	4,76	4,90	6,05	4,58	5,67
Sommano (h)	3,67	Sh	5,06	4,78	4,60	4,66	5,85	4,35	5,48
Sommano (v)	1,19	Sv	1,34	1,55	1,21	1,51	1,55	1,41	1,45

Carichi alla base del manufatto 1

Sollecitazioni (XG,YG) al baricentro della sezione	Nominali	Tipologia	EQU	(A1)	(A2)	(A1)	(A2)	(A1)	(A2)
N	58,78	GEO	53,94	60,21	58,86	62,37	62,50	57,33	57,46
T	14,70	GEO	20,25	19,11	18,41	23,21	28,01	21,99	26,51
M totale	6,02	GEO	9,23	7,77	8,42	11,41	14,49	10,91	13,81
M	0,00	sovr. t.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
M	0,00	car. est.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
M	0,18	p. man.	0,16	0,18	0,18	4,01	4,01	4,00	4,00
M	0,00	p. terr.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
M	5,84	spinta	9,06	7,59	8,24	7,39	10,48	6,91	9,81
Momenti rispetto al punto 1									
Mr resistente	-72,55		-67,39	-75,42	-72,72	-77,81	-78,07	-71,60	-71,86
M	0,00	sovr. t.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
M	0,00	car. est.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
M	-63,00	p. man.	-56,70	-63,00	-63,00	-65,71	-65,71	-60,29	-60,29
M	0,00	p. terr.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
M	-9,55	spinta	-10,69	-12,42	-9,72	-12,10	-12,36	-11,31	-11,57
Ms spingente	9,80		13,50	12,74	12,27	16,24	19,44	15,43	18,44
M	0,00	sovr. t.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
M	0,00	car. est.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
M	0,00	p. man.	0,00	0,00	0,00	3,83	3,83	3,83	3,83
M	0,00	p. terr.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
M	9,80	spinta	13,50	12,74	12,27	12,41	15,61	11,60	14,61



SP 84 "di Vicari"

Lavori per la messa in sicurezza e ripristino della sede stradale a seguito di dissesti e movimenti franosi

Relazione di calcolo strutturale

	Nominale		condizioni statiche			condiz. sismiche -down-		condiz. sismiche -up-	
Carichi alla base del manufatto 2									
Sollecitazioni (XG,YG) al baricentro della sezione	Nominali	Tipologia	EQU	(A1)	(A2)	(A1)	(A2)	(A1)	(A2)
N	19,19	GEO	17,54	19,55	19,21	20,29	20,32	18,64	18,67
T	3,67	GEO	5,06	4,78	4,60	6,19	7,38	5,88	7,01
M totale	1,43	GEO	1,91	1,86	1,74	2,57	2,98	2,46	2,84
M	0,00	sovr. t.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
M	0,00	car. est.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
M	0,00	p. man.	0,00	0,00	0,00	0,77	0,77	0,77	0,77
M	0,00	p. terr.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
M	1,43	spinta	1,91	1,86	1,74	1,81	2,21	1,69	2,07
Momenti rispetto al punto 2									
Mr resistente	-10,19		-9,44	-10,55	-10,21	-10,90	-10,93	-10,03	-10,06
M	0,00	sovr. t.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
M	0,00	car. est.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
M	-9,00	p. man.	-8,10	-9,00	-9,00	-9,39	-9,39	-8,61	-8,61
M	0,00	p. terr.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
M	-1,19	spinta	-1,34	-1,55	-1,21	-1,51	-1,55	-1,41	-1,45
Ms spingente	1,22		1,69	1,59	1,53	2,32	2,72	2,22	2,59
M	0,00	sovr. t.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
M	0,00	car. est.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
M	0,00	p. man.	0,00	0,00	0,00	0,77	0,77	0,77	0,77
M	0,00	p. terr.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
M	1,22	spinta	1,69	1,59	1,53	1,55	1,95	1,45	1,83

Verifica a Ribaltamento del complesso - Punto 1 (GEO)

Combinazione (A1+M1+R3) - Approccio 2	Nominali		EQU	(A1+M1)	(A2+M2)	(A1+M1)	(A2+M2)	(A1+M1)	(A2+M2)
Mr resistente	72,55		67,39	75,42	72,72	77,81	78,07	71,60	71,86
Ms spingente	9,80		13,50	12,74	12,27	16,24	19,44	15,43	18,44

approccio 2 - combinazione (A1+M1+R3)	7,40	(A1+M1+R3)	4,34	5,15	5,15	4,79	4,02	4,64	3,90
--	------	------------	------	------	------	------	------	------	------

Verifica a Scorrimento del complesso - Livello 1 (GEO)

Combinazione (A1+M1+R3) - Approccio 2	Nominali		EQU	(A1+M1)	(A2+M2)	(A1+M1)	(A2+M2)	(A1+M1)	(A2+M2)
N x tan δ	33,93		24,74	34,76	27,00	36,01	28,67	33,10	26,36
T	14,70		20,25	19,11	18,41	23,21	28,01	21,99	26,51

approccio 2 - combinazione (A1+M1+R3)	2,31	(A1+M1+R3)	1,11	1,65	1,33	1,55	1,02	1,50	0,99
--	------	------------	------	------	------	------	------	------	------



SP 84 "di Vicari"

Lavori per la messa in sicurezza e ripristino della sede stradale a seguito di dissesti e movimenti franosi

Relazione di calcolo strutturale

	Nominale		condizioni statiche			condiz. sismiche -down-		condiz. sismiche -up-	
Verifica a Schiacciamento del complesso - Livello 1 (GEO)									
Combinazione (A1+M1+R3) - Approccio 2	Nominali	Simbolo	EQU	(A1+M1)	(A2+M2)	(A1+M1)	(A2+M2)	(A1+M1)	(A2+M2)
eccentricità	0,10	e	0,17	0,13	0,14	0,18	0,23	0,19	0,24
Base (Lt) efficace	1,80	Lt rid	1,66	1,74	1,71	1,63	1,54	1,62	1,52
% compressa	90%	%	83%	87%	86%	82%	77%	81%	76%
Momento rispetto al baricentro	6,02	M	9,23	7,77	8,42	11,41	14,49	10,91	13,81
fattore di capacità portante	13,20	Nq	7,96	13,20	7,96	13,20	7,96	13,20	7,96
fattore di profondità	1,05	dq	1,04	1,03	1,04	1,04	1,04	1,04	1,04
fattore di inclinazione del carico	0,56	iq	0,39	0,47	0,47	0,39	0,30	0,38	0,29
fattore sismico	1,00	zq	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
fattore di capacità portante	23,94	Nc	17,08	23,94	17,08	23,94	17,08	23,94	17,08
fattore di profondità	1,05	dc	1,04	1,04	1,04	1,04	1,05	1,04	1,05
fattore di inclinazione del carico	0,53	ic	0,30	0,42	0,40	0,34	0,20	0,33	0,19
fattore sismico	1,00	zc	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
fattore di capacità portante (Brinch-Hansen)	9,32	N γ	4,26	9,32	4,26	9,32	4,26	9,32	4,26
fattore di capacità portante (Vesic)	14,47	N γ	7,31	14,47	7,31	14,47	7,31	14,47	7,31
fattore di profondità	1,00	d γ	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
fattore di inclinazione del carico	0,42	i γ	0,24	0,32	0,32	0,25	0,17	0,23	0,16
fattore sismico	1,00	z γ	1,00	1,00	1,00	0,94	0,92	0,94	0,92
carico limite (kN/mq)	140,75	q lim	42,42	105,64	56,24	76,49	27,49	72,29	25,62
distanza risultante dal centro di rotazione	0,90	u	0,83	0,87	0,86	0,82	0,77	0,81	0,76
pressione q a valle (kN/mq)	38,41	q lim (valle)	40,81	41,75	42,06	48,29	52,99	45,03	49,44
pressione q a monte (kN/mq)	20,37	q lim (monte)	13,13	18,46	16,80	14,08	9,51	12,31	8,02
carico limite (kN/mq) medio	32,74	q media	32,54	34,56	34,34	38,17	40,69	35,40	37,82
carico limite (kN/mq)	252,70	Qlim	70,32	184,02	96,38	125,01	42,23	117,08	38,93
approccio 2 - combinazione (A1+M1+R3)	4,30	(A1+M1+R3)	0,93	2,18	1,17	1,67	0,56	1,70	0,56
Verifica a Ribaltamento del complesso - Punto 2 (GEO)									
Combinazione (A1+M1+R3) - Approccio 2	Nominali		EQU	(A1+M1)	(A2+M2)	(A1+M1)	(A2+M2)	(A1+M1)	(A2+M2)
Mr resistente	10,19		9,44	10,55	10,21	10,90	10,93	10,03	10,06
Ms spingente	1,22		1,69	1,59	1,53	2,32	2,72	2,22	2,59
approccio 2 - combinazione (A1+M1+R3)	8,32	(A1+M1+R3)	4,86	5,76	5,79	4,70	4,02	4,53	3,88
Verifica a Scorrimento del complesso - Livello 2 (GEO)									
Combinazione (A1+M1+R3) - Approccio 2	Nominali		EQU	(A1+M1)	(A2+M2)	(A1+M1)	(A2+M2)	(A1+M1)	(A2+M2)
N x tan δ	11,08		8,04	11,29	8,81	11,71	9,32	10,76	8,56
T	3,67		5,06	4,78	4,60	6,19	7,38	5,88	7,01
approccio 2 - combinazione (A1+M1+R3)	3,02	(A1+M1+R3)	1,44	2,15	1,74	1,89	1,26	1,83	1,22



SP 84 "di Vicari"

Lavori per la messa in sicurezza e ripristino della sede stradale a seguito di dissesti e movimenti franosi

Relazione di calcolo strutturale

Verifica globale complesso muro-terreno (GEO)										
Dati Generali		Nominali	Simbolo	EQU	(A1+M1)	(A2+M2)	(A1+M1)	(A2+M2)	(A1+M1)	(A2+M2)
Suddivisioni in conci										
numero di suddivisioni dei conci del terreno DX	10	n			10		10		10	
numero di suddivisioni dei conci del terreno SX	5	n			5		5		5	
angolo di verifica globale muro-terreno										
angolo miu - curva OHC	60,28	μ			60,28		60,28		60,28	
angolo miu - curva ODC	22,95	μ			22,95		22,95		22,95	
coordinate punto G del complesso										
ascissa	1,17	X (G)			1,17		1,17		1,17	
ordinata	0,83	Y (G)			0,83		0,83		0,83	
coordinate punto O										
ascissa	0,67	X (O)			0,67		0,67		0,67	
ordinata	5,50	Y (O)			5,50		5,50		5,50	
coordinate punto C' (spigolo estremo destro)										
ascissa	2,00	X (C')			2,00		2,00		2,00	
ordinata	-0,10	Y (C')			-0,10		-0,10		-0,10	
coordinate punto C'' ()										
ascissa	0,00	X (C'')			0,00		0,00		0,00	
ordinata	0,00	Y (C'')			0,00		0,00		0,00	
coordinate punto C										
ascissa	0,67	X (C)			0,67		0,67		0,67	
ordinata	-0,26	Y (C)			-0,26		-0,26		-0,26	
coordinate punto E										
ascissa	2,00	X (E)			2,00		2,00		2,00	
ordinata	2,00	Y (E)			2,00		2,00		2,00	
coordinate punto A										
ascissa	0,00	X (A)			0,00		0,00		0,00	
ordinata	0,20	Y (A)			0,20		0,20		0,20	
raggio curva critica di slittamento										
distanza OC' (raggio)	5,76	R			5,76		5,76		5,76	
distanza OC'' (raggio)	5,54	R			5,54		5,54		5,54	
raggio	5,76	R			5,76		5,76		5,76	
curva critica di slittamento										
coefficiente a	-1,34	a			-1,34		-1,34		-1,34	
coefficiente b	-11,00	b			-11,00		-11,00		-11,00	
coefficiente c	-2,43	c			-2,43		-2,43		-2,43	
profilo terreno a monte										
angolo retta EH	10,00	α			10,00		10,00		10,00	
retta EH	0,18	m			0,18		0,18		0,18	
retta EH	1,65	n			1,65		1,65		1,65	
profilo terreno a valle										
angolo retta AD	0,00	α			0,00		0,00		0,00	
retta AD	0,00	m			0,00		0,00		0,00	
retta AD	0,20	n			0,20		0,20		0,20	
coordinate punto H										
ascissa	5,67	X (H)			5,67		5,67		5,67	
ordinata	2,65	Y (H)			2,65		2,65		2,65	



SP 84 "di Vicari"

Lavori per la messa in sicurezza e ripristino della sede stradale a seguito di dissesti e movimenti franosi

Relazione di calcolo strutturale

Verifica globale complesso muro-terreno (GEO)

Dati Generali		Nominali	Simbolo	EQU	(A1+M1)	(A2+M2)	(A1+M1)	(A2+M2)	(A1+M1)	(A2+M2)
coordinate punto D										
ascissa	X	-1,57	X (D)			-1,57		-1,57		-1,57
ordinata	Y	0,20	Y (D)			0,20		0,20		0,20

coordinate mediane conci di terreno a monte

coordinate X Y		Nominali	Concio	EQU	(A1+M1)	(A2+M2)	(A1+M1)	(A2+M2)	(A1+M1)	(A2+M2)
ascissa	X		0							
ordinata	Y		0							
ascissa	X	5,49	1			5,49		5,49		5,49
ordinata	Y	2,61	1			2,61		2,61		2,61
ascissa	X	5,12	2			5,12		5,12		5,12
ordinata	Y	2,55	2			2,55		2,55		2,55
ascissa	X	4,75	3			4,75		4,75		4,75
ordinata	Y	2,49	3			2,49		2,49		2,49
ascissa	X	4,38	4			4,38		4,38		4,38
ordinata	Y	2,42	4			2,42		2,42		2,42
ascissa	X	4,02	5			4,02		4,02		4,02
ordinata	Y	2,36	5			2,36		2,36		2,36
ascissa	X	3,65	6			3,65		3,65		3,65
ordinata	Y	2,29	6			2,29		2,29		2,29
ascissa	X	3,28	7			3,28		3,28		3,28
ordinata	Y	2,23	7			2,23		2,23		2,23
ascissa	X	2,92	8			2,92		2,92		2,92
ordinata	Y	2,16	8			2,16		2,16		2,16
ascissa	X	2,55	9			2,55		2,55		2,55
ordinata	Y	2,10	9			2,10		2,10		2,10
ascissa	X	2,18	10			2,18		2,18		2,18
ordinata	Y	2,03	10			2,03		2,03		2,03

Dimensioni conci di terreno a monte

Lato monte		Nominali	Concio	EQU	(A1+M1)	(A2+M2)	(A1+M1)	(A2+M2)	(A1+M1)	(A2+M2)
base	b	0,37	1			0,37		0,37		0,37
altezza	h	0,27	1			0,27		0,27		0,27
base	b	0,37	2			0,37		0,37		0,37
altezza	h	0,70	2			0,70		0,70		0,70
base	b	0,37	3			0,37		0,37		0,37
altezza	h	1,04	3			1,04		1,04		1,04
base	b	0,37	4			0,37		0,37		0,37
altezza	h	1,32	4			1,32		1,32		1,32
base	b	0,37	5			0,37		0,37		0,37
altezza	h	1,54	5			1,54		1,54		1,54
base	b	0,37	6			0,37		0,37		0,37
altezza	h	1,71	6			1,71		1,71		1,71
base	b	0,37	7			0,37		0,37		0,37
altezza	h	1,85	7			1,85		1,85		1,85
base	b	0,37	8			0,37		0,37		0,37
altezza	h	1,96	8			1,96		1,96		1,96
base	b	0,37	9			0,37		0,37		0,37
altezza	h	2,04	9			2,04		2,04		2,04
base	b	0,37	10			0,37		0,37		0,37
altezza	h	2,09	10			2,09		2,09		2,09



SP 84 "di Vicari"

Lavori per la messa in sicurezza e ripristino della sede stradale a seguito di dissesti e movimenti franosi

Relazione di calcolo strutturale

Verifica globale complesso muro-terreno (GEO)										
Dati Generali		Nominali	Simbolo	EQU	(A1+M1)	(A2+M2)	(A1+M1)	(A2+M2)	(A1+M1)	(A2+M2)
<i>coordinate mediane conci di terreno a valle</i>										
<i>coordinate X Y</i>		Nominali	Concio	EQU	(A1+M1)	(A2+M2)	(A1+M1)	(A2+M2)	(A1+M1)	(A2+M2)
<i>ascissa</i>	<i>X</i>		0							
<i>ordinata</i>	<i>Y</i>		0							
<i>ascissa</i>	<i>X</i>	-0,16	1			-0,16		-0,16		-0,16
<i>ordinata</i>	<i>Y</i>	0,20	1			0,20		0,20		0,20
<i>ascissa</i>	<i>X</i>	-0,47	2			-0,47		-0,47		-0,47
<i>ordinata</i>	<i>Y</i>	0,20	2			0,20		0,20		0,20
<i>ascissa</i>	<i>X</i>	-0,79	3			-0,79		-0,79		-0,79
<i>ordinata</i>	<i>Y</i>	0,20	3			0,20		0,20		0,20
<i>ascissa</i>	<i>X</i>	-1,10	4			-1,10		-1,10		-1,10
<i>ordinata</i>	<i>Y</i>	0,20	4			0,20		0,20		0,20
<i>ascissa</i>	<i>X</i>	-1,42	5			-1,42		-1,42		-1,42
<i>ordinata</i>	<i>Y</i>	0,20	5			0,20		0,20		0,20
<i>Dimensioni conci di terreno a valle</i>										
<i>Lato valle</i>		Nominali	Concio	EQU	(A1+M1)	(A2+M2)	(A1+M1)	(A2+M2)	(A1+M1)	(A2+M2)
<i>base</i>	<i>b</i>	0,31	1			0,31		0,31		0,31
<i>altezza</i>	<i>h</i>	0,40	1			0,40		0,40		0,40
<i>base</i>	<i>b</i>	0,31	2			0,31		0,31		0,31
<i>altezza</i>	<i>h</i>	0,34	2			0,34		0,34		0,34
<i>base</i>	<i>b</i>	0,31	3			0,31		0,31		0,31
<i>altezza</i>	<i>h</i>	0,27	3			0,27		0,27		0,27
<i>base</i>	<i>b</i>	0,31	4			0,31		0,31		0,31
<i>altezza</i>	<i>h</i>	0,18	4			0,18		0,18		0,18
<i>base</i>	<i>b</i>	0,31	5			0,31		0,31		0,31
<i>altezza</i>	<i>h</i>	0,06	5			0,06		0,06		0,06



SP 84 "di Vicari"

Lavori per la messa in sicurezza e ripristino della sede stradale a seguito di dissesti e movimenti franosi

Relazione di calcolo strutturale

Verifica globale complesso muro-terreno (GEO)										
Dati Generali		Nominali	Simbolo	EQU	(A1+M1)	(A2+M2)	(A1+M1)	(A2+M2)	(A1+M1)	(A2+M2)

Valori forze motrici e forze resistenti

Lato monte	Nominali	Concio	EQU	(A1+M1)	(A2+M2)	(A1+M1)	(A2+M2)	(A1+M1)	(A2+M2)
peso concio p (dx)		0							
α angolo inclinazione (raggio concio)		0							
ΔN		0							
ΔT		0							
peso concio p (dx)	1,96	1			1,96		2,05		1,88
α angolo inclinazione (raggio concio)	56,79	1			56,79		56,79		56,79
ΔN	1,07	1			1,07		1,12		1,03
ΔT	1,64	1			1,64		1,71		1,57
peso concio p (dx)	5,15	2			5,15		5,37		4,93
α angolo inclinazione (raggio concio)	50,61	2			50,61		50,61		50,61
ΔN	3,27	2			3,27		3,41		3,13
ΔT	3,98	2			3,98		4,15		3,81
peso concio p (dx)	7,66	3			7,66		7,99		7,33
α angolo inclinazione (raggio concio)	45,17	3			45,17		45,17		45,17
ΔN	5,40	3			5,40		5,63		5,17
ΔT	5,43	3			5,43		5,66		5,20
peso concio p (dx)	9,66	4			9,66		10,08		9,25
α angolo inclinazione (raggio concio)	40,20	4			40,20		40,20		40,20
ΔN	7,38	4			7,38		7,70		7,06
ΔT	6,24	4			6,24		6,51		5,97
peso concio p (dx)	11,28	5			11,28		11,77		10,80
α angolo inclinazione (raggio concio)	35,57	5			35,57		35,57		35,57
ΔN	9,18	5			9,18		9,57		8,78
ΔT	6,56	5			6,56		6,85		6,28
peso concio p (dx)	12,58	6			12,58		13,12		12,04
α angolo inclinazione (raggio concio)	31,19	6			31,19		31,19		31,19
ΔN	10,76	6			10,76		11,23		10,30
ΔT	6,52	6			6,52		6,80		6,24
peso concio p (dx)	13,61	7			13,61		14,19		13,02
α angolo inclinazione (raggio concio)	27,01	7			27,01		27,01		27,01
ΔN	12,12	7			12,12		12,64		11,60
ΔT	6,18	7			6,18		6,45		5,91
peso concio p (dx)	14,39	8			14,39		15,01		13,77
α angolo inclinazione (raggio concio)	22,98	8			22,98		22,98		22,98
ΔN	13,25	8			13,25		13,81		12,68
ΔT	5,62	8			5,62		5,86		5,38
peso concio p (dx)	14,95	9			14,95		15,59		14,30
α angolo inclinazione (raggio concio)	19,07	9			19,07		19,07		19,07
ΔN	14,13	9			14,13		14,73		13,52
ΔT	4,88	9			4,88		5,09		4,67
peso concio p (dx)	15,30	10			15,30		15,96		14,65
α angolo inclinazione (raggio concio)	15,24	10			15,24		15,24		15,24
ΔN	14,76	10			14,76		15,40		14,13
ΔT	4,02	10			4,02		4,20		3,85

Valori forze motrici e forze resistenti

Terreno a tergo del complesso	Nominali	Concio	EQU	(A1+M1)	(A2+M2)	(A1+M1)	(A2+M2)	(A1+M1)	(A2+M2)
peso concio a tergo manufatti	0,00	Tg			0,00		0,00		0,00
α angolo inclinazione (raggio concio)	-6,68	Tg			-6,68		-6,68		-6,68
ΔN	0,00	Tg			0,00		0,00		0,00
ΔT	0,00	Tg			0,00		0,00		0,00

Valori forze motrici e forze resistenti

Carico verticale del complesso	Nominali	Concio	EQU	(A1+M1)	(A2+M2)	(A1+M1)	(A2+M2)	(A1+M1)	(A2+M2)
peso manufatto p	54,00	Cg			54,00		56,32		51,68
α angolo inclinazione (raggio del complesso)	4,98	Cg			4,98		4,98		4,98
ΔN	53,80	Cg			53,80		56,11		51,48
ΔT	4,69	Cg			4,69		4,89		4,49



SP 84 "di Vicari"

Lavori per la messa in sicurezza e ripristino della sede stradale a seguito di dissesti e movimenti franosi

Relazione di calcolo strutturale

Verifica globale complesso muro-terreno (GEO)										
Dati Generali		Nominali	Simbolo	EQU	(A1+M1)	(A2+M2)	(A1+M1)	(A2+M2)	(A1+M1)	(A2+M2)
Valori forze motrici e forze resistenti										
Lato valle		Nominali	Concio	EQU	(A1+M1)	(A2+M2)	(A1+M1)	(A2+M2)	(A1+M1)	(A2+M2)
			0							
			0							
			0							
			0							
	peso concio p (sx)	2,49	1			2,49		2,60		2,39
	α angolo inclinazione (raggio concio)	-8,27	1			-8,27		-8,27		-8,27
	ΔN	2,47	1			2,47		2,57		2,36
	ΔT	-0,36	1			-0,36		-0,37		-0,34
	peso concio p (sx)	2,15	2			2,15		2,24		2,06
	α angolo inclinazione (raggio concio)	-11,45	2			-11,45		-11,45		-11,45
	ΔN	2,11	2			2,11		2,20		2,02
	ΔT	-0,43	2			-0,43		-0,44		-0,41
	peso concio p (sx)	1,69	3			1,69		1,76		1,62
	α angolo inclinazione (raggio concio)	-14,67	3			-14,67		-14,67		-14,67
	ΔN	1,63	3			1,63		1,70		1,56
	ΔT	-0,43	3			-0,43		-0,45		-0,41
	peso concio p (sx)	1,11	4			1,11		1,16		1,06
	α angolo inclinazione (raggio concio)	-17,93	4			-17,93		-17,93		-17,93
	ΔN	1,06	4			1,06		1,10		1,01
	ΔT	-0,34	4			-0,34		-0,36		-0,33
	peso concio p (sx)	0,40	5			0,40		0,42		0,39
	α angolo inclinazione (raggio concio)	-21,26	5			-21,26		-21,26		-21,26
	ΔN	0,38	5			0,38		0,39		0,36
	ΔT	-0,15	5			-0,15		-0,15		-0,14
Carico terreno										
Lato monte		Nominali	Simbolo	EQU	(A1+M1)	(A2+M2)	(A1+M1)	(A2+M2)	(A1+M1)	(A2+M2)
	Sommano pesi concii di terreno (dx)	106,55	P			106,55		111,13		101,96
	Sommano ΔN	91,33	ΔN					95,25		87,40
	Sommano ΔT	51,07	ΔT			51,07		53,27		48,88
Lato valle		Nominali	Simbolo	EQU	(A1+M1)	(A2+M2)	(A1+M1)	(A2+M2)	(A1+M1)	(A2+M2)
	Sommano pesi concii di terreno (sx)	7,85	P			7,85		8,18		7,51
	Sommano ΔN	7,64	ΔN			7,64		7,97		7,31
	Sommano ΔT	-1,70	ΔT			-1,70		-1,77		-1,63
Contributo carico totale del complesso										
		Nominali	Simbolo	EQU	(A1+M1)	(A2+M2)	(A1+M1)	(A2+M2)	(A1+M1)	(A2+M2)
	$c \cdot B$	0,00	$c \cdot B$			0,00		0,00		0,00
	$f \cdot \Delta N$	27,41	$f \cdot \Delta N$			21,93		22,87		20,99
	ΔT	4,69	ΔT			4,69		4,89		4,49
Contributo terreno a monte										
		Nominali	Simbolo	EQU	(A1+M1)	(A2+M2)	(A1+M1)	(A2+M2)	(A1+M1)	(A2+M2)
	$c \cdot l$ (dx)	0,00	$c \cdot l$			0,00		0,00		0,00
	$\Sigma (f \cdot \Delta N)$ (dx)	46,53	$(f \cdot \Delta N)$			37,23		38,83		35,63
	$\Sigma \Delta T$ (dx)	51,07	$\Sigma \Delta T$			51,07		53,27		48,88
Contributo terreno a valle										
		Nominali	Simbolo	EQU	(A1+M1)	(A2+M2)	(A1+M1)	(A2+M2)	(A1+M1)	(A2+M2)
	$c \cdot l$ (sx)	0,00	$c \cdot l$			0,00		0,00		0,00
	$\Sigma (f \cdot \Delta N)$ (sx)	3,89	$(f \cdot \Delta N)$			3,11		3,25		2,98
	$\Sigma \Delta T$ (sx)	-1,70	$\Sigma \Delta T$			-1,70		-1,77		-1,63
Valore minimo del coefficiente di sicurezza (GEO)										
Combinazione 2 (A2+M2+R2) - Approccio 1		Nominali	Comb.	EQU	(A1+M1)	(A2+M2)	(A1+M1)	(A2+M2)	(A1+M1)	(A2+M2)
	Curva critica n. 48 di centro 8 - 6	1,44	(A2+M2+R2)			1,05		1,05		1,05



SP 84 "di Vicari"

Lavori per la messa in sicurezza e ripristino della sede stradale a seguito di dissesti e movimenti franosi

Relazione di calcolo strutturale

Valori del coefficiente di sicurezza dei cerchi critici (GEO)									
Combinazione 2 (A2+M2+R2) - Approccio 1		Comb.	EQU	(A1+M1)	(A2+M2)	(A1+M1)	(A2+M2)	(A1+M1)	(A2+M2)
Curva critica n. 1 di centro 1 - 1		(A2+M2+R2)			2,72		2,72		2,72
Curva critica n. 2 di centro 2 - 1		(A2+M2+R2)			2,88		2,88		2,88
Curva critica n. 3 di centro 3 - 1		(A2+M2+R2)			3,10		3,10		3,10
Curva critica n. 4 di centro 4 - 1		(A2+M2+R2)			3,38		3,38		3,38
Curva critica n. 5 di centro 5 - 1		(A2+M2+R2)			3,78		3,78		3,78
Curva critica n. 6 di centro 6 - 1		(A2+M2+R2)			4,35		4,35		4,35
Curva critica n. 7 di centro 7 - 1		(A2+M2+R2)			5,26		5,26		5,26
Curva critica n. 8 di centro 8 - 1		(A2+M2+R2)			6,89		6,89		6,89
Curva critica n. 9 di centro 1 - 2		(A2+M2+R2)			2,02		2,02		2,02
Curva critica n. 10 di centro 2 - 2		(A2+M2+R2)			2,09		2,09		2,09
Curva critica n. 11 di centro 3 - 2		(A2+M2+R2)			2,19		2,19		2,19
Curva critica n. 12 di centro 4 - 2		(A2+M2+R2)			2,32		2,32		2,32
Curva critica n. 13 di centro 5 - 2		(A2+M2+R2)			2,50		2,50		2,50
Curva critica n. 14 di centro 6 - 2		(A2+M2+R2)			2,77		2,77		2,77
Curva critica n. 15 di centro 7 - 2		(A2+M2+R2)			3,17		3,17		3,17
Curva critica n. 16 di centro 8 - 2		(A2+M2+R2)			3,84		3,84		3,84
Curva critica n. 17 di centro 1 - 3		(A2+M2+R2)			1,58		1,58		1,58
Curva critica n. 18 di centro 2 - 3		(A2+M2+R2)			1,60		1,60		1,60
Curva critica n. 19 di centro 3 - 3		(A2+M2+R2)			1,63		1,63		1,63
Curva critica n. 20 di centro 4 - 3		(A2+M2+R2)			1,67		1,67		1,67
Curva critica n. 21 di centro 5 - 3		(A2+M2+R2)			1,73		1,73		1,73
Curva critica n. 22 di centro 6 - 3		(A2+M2+R2)			1,83		1,83		1,83
Curva critica n. 23 di centro 7 - 3		(A2+M2+R2)			1,98		1,98		1,98
Curva critica n. 24 di centro 8 - 3		(A2+M2+R2)			2,23		2,23		2,23
Curva critica n. 25 di centro 1 - 4		(A2+M2+R2)			1,35		1,35		1,35
Curva critica n. 26 di centro 2 - 4		(A2+M2+R2)			1,34		1,34		1,34
Curva critica n. 27 di centro 3 - 4		(A2+M2+R2)			1,32		1,32		1,32
Curva critica n. 28 di centro 4 - 4		(A2+M2+R2)			1,32		1,32		1,32
Curva critica n. 29 di centro 5 - 4		(A2+M2+R2)			1,31		1,31		1,31
Curva critica n. 30 di centro 6 - 4		(A2+M2+R2)			1,32		1,32		1,32
Curva critica n. 31 di centro 7 - 4		(A2+M2+R2)			1,35		1,35		1,35
Curva critica n. 32 di centro 8 - 4		(A2+M2+R2)			1,41		1,41		1,41
Curva critica n. 33 di centro 1 - 5		(A2+M2+R2)			1,28		1,28		1,28
Curva critica n. 34 di centro 2 - 5		(A2+M2+R2)			1,25		1,25		1,25
Curva critica n. 35 di centro 3 - 5		(A2+M2+R2)			1,22		1,22		1,22
Curva critica n. 36 di centro 4 - 5		(A2+M2+R2)			1,19		1,19		1,19
Curva critica n. 37 di centro 5 - 5		(A2+M2+R2)			1,15		1,15		1,15
Curva critica n. 38 di centro 6 - 5		(A2+M2+R2)			1,12		1,12		1,12
Curva critica n. 39 di centro 7 - 5		(A2+M2+R2)			1,09		1,09		1,09
Curva critica n. 40 di centro 8 - 5		(A2+M2+R2)			1,06		1,06		1,06
Curva critica n. 41 di centro 1 - 6		(A2+M2+R2)			1,33		1,33		1,33
Curva critica n. 42 di centro 2 - 6		(A2+M2+R2)			1,30		1,30		1,30
Curva critica n. 43 di centro 3 - 6		(A2+M2+R2)			1,26		1,26		1,26
Curva critica n. 44 di centro 4 - 6		(A2+M2+R2)			1,23		1,23		1,23
Curva critica n. 45 di centro 5 - 6		(A2+M2+R2)			1,19		1,19		1,19
Curva critica n. 46 di centro 6 - 6		(A2+M2+R2)			1,14		1,14		1,14
Curva critica n. 47 di centro 7 - 6		(A2+M2+R2)			1,10		1,10		1,10
Curva critica n. 48 di centro 8 - 6		(A2+M2+R2)			1,05		1,05		1,05
Curva critica n. 49 di centro 1 - 7		(A2+M2+R2)			1,45		1,45		1,45
Curva critica n. 50 di centro 2 - 7		(A2+M2+R2)			1,43		1,43		1,43
Curva critica n. 51 di centro 3 - 7		(A2+M2+R2)			1,41		1,41		1,41
Curva critica n. 52 di centro 4 - 7		(A2+M2+R2)			1,38		1,38		1,38
Curva critica n. 53 di centro 5 - 7		(A2+M2+R2)			1,36		1,36		1,36
Curva critica n. 54 di centro 6 - 7		(A2+M2+R2)			1,34		1,34		1,34
Curva critica n. 55 di centro 7 - 7		(A2+M2+R2)			1,32		1,32		1,32
Curva critica n. 56 di centro 8 - 7		(A2+M2+R2)			1,30		1,30		1,30
Curva critica n. 57 di centro 1 - 8		(A2+M2+R2)			1,62		1,62		1,62
Curva critica n. 58 di centro 2 - 8		(A2+M2+R2)			1,62		1,62		1,62
Curva critica n. 59 di centro 3 - 8		(A2+M2+R2)			1,61		1,61		1,61
Curva critica n. 60 di centro 4 - 8		(A2+M2+R2)			1,62		1,62		1,62
Curva critica n. 61 di centro 5 - 8		(A2+M2+R2)			1,63		1,63		1,63
Curva critica n. 62 di centro 6 - 8		(A2+M2+R2)			1,65		1,65		1,65
Curva critica n. 63 di centro 7 - 8		(A2+M2+R2)			1,70		1,70		1,70
Curva critica n. 64 di centro 8 - 8		(A2+M2+R2)			1,81		1,81		1,81



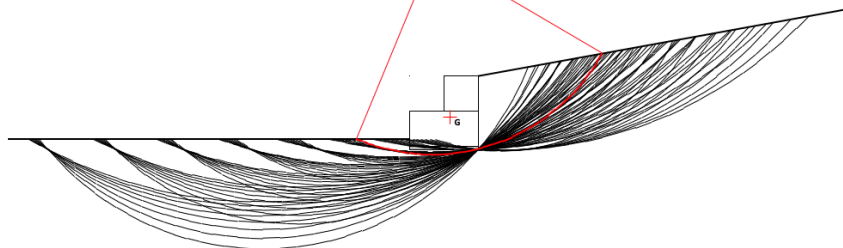
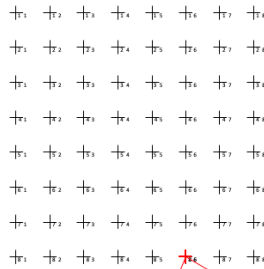
SP 84 "di Vicari"

Lavori per la messa in sicurezza e ripristino della sede stradale a seguito di dissesti e movimenti franosi

Relazione di calcolo strutturale

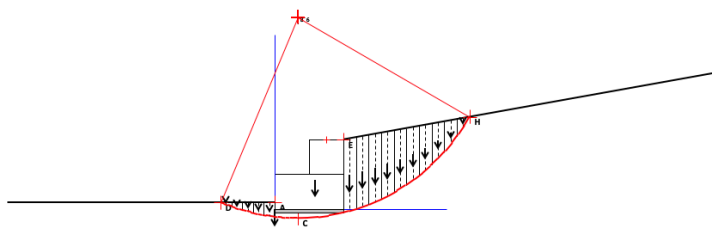
VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE

GEO: (A2+M2+R2) statica = 1,05
GEO: (A2+M2+R2) sismica UP = 1,05
GEO: (A2+M2+R2) sismica DOWN = 1,05



VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE

GEO: (A2+M2+R2) statica = 1,05
GEO: (A2+M2+R2) sismica UP = 1,05
GEO: (A2+M2+R2) sismica DOWN = 1,05



Il Progettista delle strutture
arch. Francesco Lagna