

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA
 LEGGE OBIETTIVO N. 443/01
 LINEA A.V. /A.C. TORINO – VENEZIA Tratta MILANO – VERONA
 Lotto Funzionale Brescia-Verona
 PROGETTO DEFINITIVO**

**SICUREZZA LINEA A.V./A.C. – AREA INTERCLUSA –
 INFRASTRUTTURE STRADALI**

TIPOLOGIE DI PROTEZIONE FERROVIARIA

LINEE GUIDA DI PROGETTAZIONE DELL'ALBERO

IL PROGETTISTA INTEGRATORE

saipem spa
 Tommaso Taranta
 Dottore in Ingegneria Civile iscritto all'Albo degli Ingegneri della Provincia di Milano al n. A23701/1 Sez. A Settori a) civile e ambientale b) in assistenza c) dell'informazione civile e ambientale d) industriale e) dell'informazioni
 Tel. 02.52020509 Fax. 02.52020509
 CF. e P.IVA 00025700157

IL PROGETTISTA

saipem spa
 Tommaso Taranta
 Dottore in Ingegneria Civile iscritto all'Albo degli Ingegneri della Provincia di Milano al n. A23701/1 Sez. A Settori a) civile e ambientale b) in assistenza c) dell'informazione civile e ambientale d) industriale e) dell'informazioni
 Tel. 02.52020509 Fax. 02.52020509
 CF. e P.IVA 00025700157

ALTA SORVEGLIANZA	Verificato	Data	Approvato	Data	

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

I	N	0	5	0	0	D	E	2	E	X	S	C	0	0	0	0	0	7	9	0
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

PROGETTAZIONE GENERAL CONTRACTOR									Autorizzato/Data
Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	
0	31.03.14	Emissione per CdS	M.T.	31.03.14	GHEFFI	31.03.14	LAZZARI	31.03.14	Consorzio Cepav due Project Director (Ing. F. Lombardi) Data: _____

SAIPEM S.p.a. COMM. 032121	Data: 31.03.14	Doc. N.: 16079_02.doc
----------------------------	----------------	-----------------------



Progetto cofinanziato dalla Unione Europea

CUP: F81H91000000008

INDICE

1	PARTE GENERALE.....	4
1.1	PREMESSA.....	4
1.2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
1.3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	7
1.4	TERRENI DI FONDAZIONE.....	8
1.5	OPERE DA DIMENSIONARE	9
1.5.1	PRESIDI UTILIZZATI.....	9
1.5.2	SITUAZIONI TIPO	9
1.6	AZIONI DOVUTE ALL'URTO.....	11
1.6.1	GENERALITA'.....	11
1.6.2	VEICOLO INTERO.....	13
1.6.3	SOLO CARICO	14
1.6.4	AZIONI SULLE DUNE IN TERRA RINFORZATA.....	16
1.6.5	AZIONI SULLE OPERE IN C.A	17
1.6.6	IMPRONTE DI CARICO	21
2	DUNE IN TERRA RINFORZATA.....	22
2.1	INTRODUZIONE.....	22
2.2	CARATTERISTICHE DEI RILEVATI IN TERRA RINFORZATA	24
2.2.1	GENERALITA'.....	24
2.2.2	PRINCIPI DI FUNZIONAMENTO	25
2.2.3	CARATTERISTICHE DI DISSIPAZIONE DELL'ENERGIA DURANTE L'URTO	28
2.3	LINEE PROGETTUALI.....	29
2.4	TIPOLOGIE PREVISTE.....	31
2.5	VERIFICA AL SUPERAMENTO PER PROIEZIONE.....	34
2.6	VERIFICA DELLA STABILITA' DEL RILEVATO	35
2.6.1	GENERALITÀ.....	35
2.6.2	CALCOLO DELLA RESISTENZA A ROTTURA DI LAVORO	36
2.6.3	CALCOLO DELLA RESISTENZA ALLO SFILAMENTO DEL RINFORZO	38
2.6.3.1	Sfilamento esterno (tratto di ancoraggio) 38	
2.6.3.2	Sfilamento interno 38	
2.6.4	ANALISI DI STABILITÀ	39
2.6.5	BIBLIOGRAFIA.....	40
2.7	VERIFICA AL SUPERAMENTO PER SFONDAMENTO.....	41



2.7.1	GENERALITÀ.....	41
2.7.2	CONSERVAZIONE DELL'ENERGIA	42
2.7.3	METODO SEMIEMPIRICO (KAR)	43
2.7.4	CONFRONTO PENETRAZIONE-SPESSORE DUNA	45
2.8	TERMINALI DUNE.....	46
2.8.1	GENERALITÀ.....	46
2.8.2	VERIFICA	48
2.9	TIPOLOGIE DEI RINFORZI.....	50
3	OPERE IN C.A.....	51
3.1	INTRODUZIONE.....	51
3.2	MATERIALI.....	53
3.3	VERIFICHE.....	54
3.3.1	GENERALITÀ.....	54
3.3.2	VERIFICA A ROTTURA	54
3.3.3	VERIFICA A PUNZONAMENTO	57
3.3.4	VERIFICA SUGLI ELEMENTI DI SEZIONE MAGGIORMENTE SOLLECITATI.....	57
3.3.5	RIEPILOGO VERIFICHE	58
3.3.6	VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE DEI PRESIDI TRA DUE GIUNTI SUCCESSIVI.....	58
	TIPOLOGIE PREVISTE	72
	VERIFICA AL SUPERAMENTO PER PROIEZIONE.....	74
	VERIFICA DELLA STABILITA' DEL RILEVATO	74
	VERIFICA AL SUPERAMENTO PER SFONDAMENTO.....	79
	TERMINALI DELLE DUNE	80

ALLEGATI

A) VERIFICHE DUNE

- A.1) **STABILITA' DUNA H = 3.0m SIMMETRICA, INCLINAZIONE = 60°**
- A.2) **STABILITA' H = 3.0m, INCLINAZIONE DIFFERENZIATA = 60°/GABBIONI**
- A.3) **DUNE IN TERRA RINFORZATA TIPO 2 (con geogriglie in polietilene ad alta densità HDPE)**

B) VERIFICHE OPERE IN C.A

- B.1) **CASO 1**
- B.2) **CASO 2**
- B.3) **CASO 3**
- B.4) **CASO 4**

NB: TUTTI GLI ELABORATI DI RIFERIMENTO CITATI ALL'INTERNO DEL DOCUMENTO SONO DA INTENDERSI CON IL CODICE COMMESSA "IN05" IN LUOGO DI "A202"

1 PARTE GENERALE

1.1 PREMESSA

La presente relazione definisce preliminarmente le linee guida per il progetto ed il dimensionamento delle dune in terra rinforzata e dei presidi in c.a., destinati alla protezione della linea ferroviaria AV dalla possibile invasione da parte di veicoli sviati e/o del loro carico, provenienti dalle infrastrutture stradali interferenti.

Le linee progettuali dovranno essere opportunamente applicate nello sviluppo delle successive fasi progettuali di dettaglio.

Gli interventi di protezione saranno studiati secondo le due seguenti possibilità:

- inserimento di un elemento di protezione all'interno dell'area interclusa;
- inserimento di un elemento di protezione nel corpo del rilevato.

La base di partenza per i dimensionamenti è la forza massima applicata perpendicolarmente all'opera durante il fenomeno d'urto; questa è stata ricavata in funzione dell'energia dissipata durante l'urto.

Ai fini dell'ottimizzazione delle varie tipologie da prevedere, si considera separata ai fini del calcolo la funzione di protezione dall'invasione dell'intero veicolo in svio da quella dell'eventuale distacco del carico trasportato; in effetti, sarà evidenziato che i due fenomeni d'urto avvengono in tempi successivi e con modalità diverse.

Come sarà progressivamente evidenziato, le verifiche da condurre non si possono collocare all'interno delle procedure di calcolo consolidate e normalmente utilizzate nella progettazione di tutto il sistema ferroviario AV italiano; questo sia perché le azioni considerate sono assolutamente eccezionali, non contemplate dalle normative vigenti, sia perché le opere di protezione previste sono chiamate a resistere a carichi di breve durata e non ripetuti, per i quali il mantenimento dell'integrità dell'opera stessa non è in generale associato all'esplicitarsi della funzione per la quale sono previste.

Tutti i calcoli per il dimensionamento delle opere di protezione sono riferiti a situazioni tipologiche; nei progetti di dettaglio, in relazione alle effettive situazioni riscontrate, dovranno essere eseguiti gli opportuni calcoli.

Le procedure adottate, quindi, sono finalizzate al dimensionamento delle opere sulla base di criteri ingegneristici che, pur non essendo normati, siano semplici e realistici.

Come già evidenziato nel documento “*SICUREZZA LINEA A.V./A.C. – AREA INTERCLUSA – INFRASTRUTTURE STRADALI - Relazione generale*” (A20200DE2EXSC0000075), a cui si rimanda per maggiori dettagli, nelle analisi si sono considerate tutte le infrastrutture in affiancamento (esistenti ed in progetto) dotate di barriere di sicurezza stradali.

Per semplicità di scrittura, in alcuni casi saranno utilizzate le seguenti abbreviazioni:

- E2 = Cepav Due
- IF = Italferr
- AU = Concessionari di Infrastrutture esistenti o in progetto
- AV = Linea Alta Velocità (tratta Milano-Verona)
- Ax = Infrastrutture esistenti o in progetto
- AI = Area interclusa

1.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Nell'esecuzione dei calcoli statici si è fatto riferimento alla normativa vigente ed in particolare alle seguenti norme:

- Istruzione F.S. 44b del 14.11.1996 "Istruzioni tecniche per manufatti sotto binario da costruirsi in zona sismica".
- Istruzioni Ferrovie dello Stato del 13.01.1997 "Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari. Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo". Testo aggiornato della istruzione n° I/SC/PS-OM/2298 del 2 Giugno 1995.
- Italferr Sis. T.A.V. "Sistema Alta Velocità-Manuale di Progettazione"
- D.M. 11 Marzo 1988 e relative istruzioni, "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, e dei criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
- Legge 5 Novembre 1971, n°1086 e relative istruzioni emanate con circ. n°11951 del 4.2.1974 "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica".
- Decreto Ministro dei Lavori Pubblici del 14.2.1992 "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso ed a struttura metallica".
- Decreto Ministero dei Lavori Pubblici 9 Gennaio 1996 " Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- Decreto Ministero dei Lavori Pubblici 16 Gennaio 1996 "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche".
- Circolare Ministero dei Lavori Pubblici del 4 Luglio 1996, n°156 AA.GG./S.T.C. "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al decreto ministeriale 16 Gennaio 1996".
- Circolare Ministero dei Lavori Pubblici del 15 Ottobre 1996, n°252 AA.GG./S.T.C. "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso, e per le strutture metalliche" di cui al decreto ministeriale del 9 Gennaio 1996".

1.3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Si è fatto riferimento ai seguenti elaborati:

Titolo elaborato	Codice Italferr
SICUREZZA LINEA A.V./A.C. – AREA INTERCLUSA – INFRASTRUTTURE STRADALI - Relazione generale	A20200DE2EXSC0000075
SICUREZZA LINEA A.V./A.C. – AREA INTERCLUSA – INFRASTRUTTURE STRADALI – Condizioni di interferenza: Relazione illustrativa	A20200DE2EXSC0000076
SICUREZZA LINEA A.V./A.C. – AREA INTERCLUSA – INFRASTRUTTURE STRADALI – Tipologie di protezione ferroviaria: relazione illustrativa simulazioni numeriche	A20200DE2EXSC0000077
SICUREZZA LINEA A.V./A.C. – AREA INTERCLUSA – INFRASTRUTTURE STRADALI – Sezioni tipo – Specifiche tecniche di progettazione	A20200DE2EXSC0000078
SICUREZZA LINEA A.V./A.C. – AREA INTERCLUSA – INFRASTRUTTURE STRADALI – Sezioni tipo	A20200DE2W9SC0000050/6
SICUREZZA LINEA A.V./A.C. – AREA INTERCLUSA – INFRASTRUTTURE STRADALI – Tipologie di protezione – Presidi in c.a. – Sezioni tipo	A20200DE2EXSC0000080
SICUREZZA LINEA A.V./A.C. – AREA INTERCLUSA – INFRASTRUTTURE STRADALI – Tipologie di protezione – Dune in terra rinforzata Tipo 1– Sezioni tipo e particolari	A20200DE2EXSC0000081
SICUREZZA LINEA A.V./A.C. – AREA INTERCLUSA – INFRASTRUTTURE STRADALI – Tipologie di protezione – Dune in terra rinforzata Tipo 2– Sezioni tipo e particolari	A20200DE2EXSC0000082

Si fa inoltre riferimento anche ai documenti del Progetto “Sicurezza Linea AV – Area Interclusa – Autostrada A1” Tratta MI–BO.

1.4 **TERRENI DI FONDAZIONE**

Nello sviluppo delle linee guida per le varie tipologie previste, si è fatto riferimento ai seguenti terreni tipo e relativi parametri geotecnici minimi:

- **Terreno di classe S35**
Sabbie caratterizzate da:
 $\phi' \geq 35^\circ$;
 $c' = 0$ kPa;
 $k_h = 16000$ kN/m³
- **Terreno di classe A40**
Argille soft caratterizzate da:
 $40 \leq C_U < 70$ kPa;
 $k_h = 300$ kN/m³ (valore cautelativo stimato secondo Reese e Matlock 1956, Davisson e Prakash 1963)
- **Terreno di classe A70**
Argille stiff caratterizzate da:
 $C_U \geq 70$ kPa;
 $k_h = 55000$ kN/m³

Il materiale di rilevato è stato caratterizzato con l'unico set di parametri geotecnici $\phi' \geq 35^\circ$ e $c' = 0$ kPa.

In tutti i casi la falda è stata considerata a piano campagna; la pendenza del corpo di rilevato in direzione trasversale è pari a 2:3=V:H (V = verticale, H = orizzontale).

1.5 OPERE DA DIMENSIONARE

1.5.1 PRESIDI UTILIZZATI

Facendo riferimento al documento “*SICUREZZA LINEA A.V./A.C. – AREA INTERCLUSA – INFRASTRUTTURE STRADALI – Sezioni tipo - Specifiche tecniche di progettazione (A20200DE2EXSC0000078)*”, una prima classificazione dei presidi, sulla base della loro ubicazione e funzione, è la seguente:

a) opere poste in Area Interclusa con funzione di protezione dal veicolo in svio e dall’eventuale carico trasportato

- muro di altezza H=3m, opportunamente sagomato, invalicabile nei confronti del veicolo in svio e dell’eventuale carico;
- duna in terra rinforzata di altezza H=3m invalicabile nei confronti del veicolo in svio e dell’eventuale carico trasportato;
- duna di altezza H=3m con scarpate 2/3 (atta a garantire un’adeguata azione sul veicolo al fine di impedire l’invasione del gabarit ferroviario).

b) opere poste sul rilevato AV, eventualmente destinate al contenimento del solido ferroviario

- b.1) aventi funzione di protezione dal veicolo in svio e dall’eventuale carico trasportato
- muro di sostegno/contenimento/controripa di altezza H=4m;
- b.2) con funzione di protezione dal solo veicolo
- muro di sottoscarpa di altezza H=1.5m (da utilizzarsi nei casi in cui la protezione dal carico trasportato sia garantita una altezza del rilevato ferroviario $H_r \geq 4m$).

1.5.2 SITUAZIONI TIPO

Sulla base di quanto detto nel paragrafo precedente, per lo studio delle dune in terra rinforzata e dei presidi in c.a., ai fini dei dimensionamenti e delle verifiche preliminari da effettuare si adotta la seguente classificazione:

- A) opere poste in AI;
- B) opere poste sul rilevato AV e destinate al contenimento del solido ferroviario;
- C) opere poste sul rilevato AV e non destinate al contenimento del solido ferroviario con fondazione diretta;

E’ necessario a questo punto riferirsi a delle situazioni *tipiche*; si sono quindi individuate alcune condizioni tipologiche, oggetto delle verifiche, considerate nei loro rispettivi ambiti d’applicazione e di protezione desiderata, in particolare:

- 1) elemento di protezione posto in AI alto 3.0m, destinato alla protezione dal veicolo e dal solo carico;

- 2) muro di sottoscarpa alto 1.5m su rilevato AV alto almeno 4m, destinato alla protezione dal veicolo;
- 3) muro di sostegno/controripa su rilevato AV alto 4m, destinato alla protezione dal veicolo e dal solo carico;
- 4) muro di protezione alto 4m adiacente alla ferrovia con piattaforma a raso, destinato alla protezione dal veicolo e dal solo carico (fondazione diretta).

Gli elementi di protezione del caso 1, in AI, possono essere realizzati sia con dune in terra rinforzata che con opere in c.a.

Secondo quanto sopra riportato, si ha in sintesi (Tabella 1):

CASO	UBICAZIONE E TIPOLOGIA			PROTEZIONE DA GARANTIRE	
	Classe*	Rilevato in TR	Presidio in ca	Veicolo intero	Solo carico
1	A	X	X	X	X
2	B		X	X	
3	B		X	X	X
4	C		X	X	X

Tabella 1 – Situazioni tipo

* secondo quanto riportato nel presente paragrafo

1.6 AZIONI DOVUTE ALL'URTO

1.6.1 GENERALITA'

In questo progetto le forze da applicare ai presidi sono state considerate seguendo lo stesso iter già utilizzato nel Progetto "Sicurezza Linea AV – Area Interclusa – Autostrada A1" Tratta MI-BO.

Per il dimensionamento delle dune in terra rinforzata ciò non comporta alcuna approssimazione in quanto si è visto che le verifiche più vincolanti sono quelle al superamento per proiezione e della stabilità del rilevato, piuttosto che la verifica al superamento per sfondamento, unica strettamente legata al carico applicato.

Riguardo invece il dimensionamento dei muri delle infrastrutture esistenti la trasposizione risulta immediata in quanto non tenendo in conto l'effetto delle barriere stradali l'approssimazione che si commette utilizzando le medesime forze è sicuramente di poco conto.

Per quanto concerne invece le infrastrutture in progetto si agisce in favore di sicurezza, in quanto le forze in gioco saranno sicuramente inferiori a causa dell'effetto dissipativo dovuto al superamento delle barriere stesse. Nelle successive fasi progettuali si opereranno i necessari affinamenti per l'esatto dimensionamento delle armature.

Le forze d'urto da impiegare nei dimensionamenti corrispondono a forze statiche equivalenti di picco durante l'urto; queste sono state ricavate attraverso stime basate sulle conclusioni riportate da tre autori diversi (Hirsch, Bloom e Buth); il primo fornisce valori sensibilmente inferiori rispetto al secondo ed al terzo.

L'involuppo dei valori di queste forze (massime e medie) è stato diagrammato in funzione della distanza in retto e per rilevati autostradali di altezza H_s pari a 0, 2 e 4m (Figura 1, Figura 2 e Figura 3).

Per trovare le forze necessarie al dimensionamento di eventuali protezioni occorre, data la distanza dal ciglio destro autostradale dell'opera di protezione in esame, entrare nel grafico con questa, avendo definito la geometria della scarpata e leggere direttamente il valore della forza sulle ordinate.

Inviluppo Forze secondo Hirsch e Bloom/Buth con $H_s=0$ m

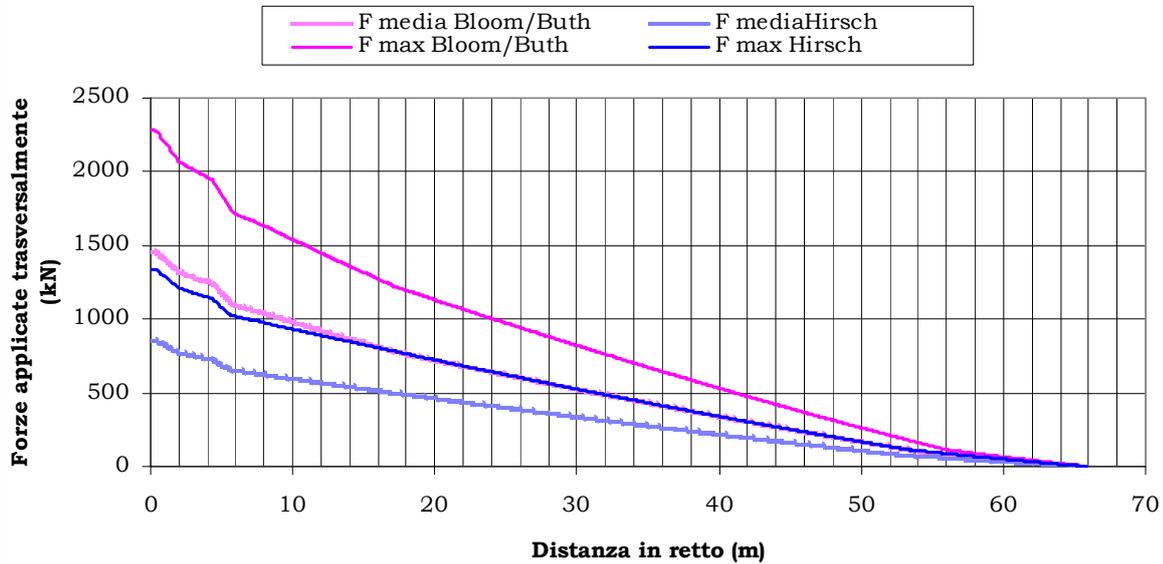


Figura 1 - Inviluppo delle forze massime e medie con $H_s=0$ m secondo lo studio di Hirsch e lo studio di Bloom/Buth.

Inviluppo Forze secondo Hirsch e Bloom/Buth con $H_s=2$ m

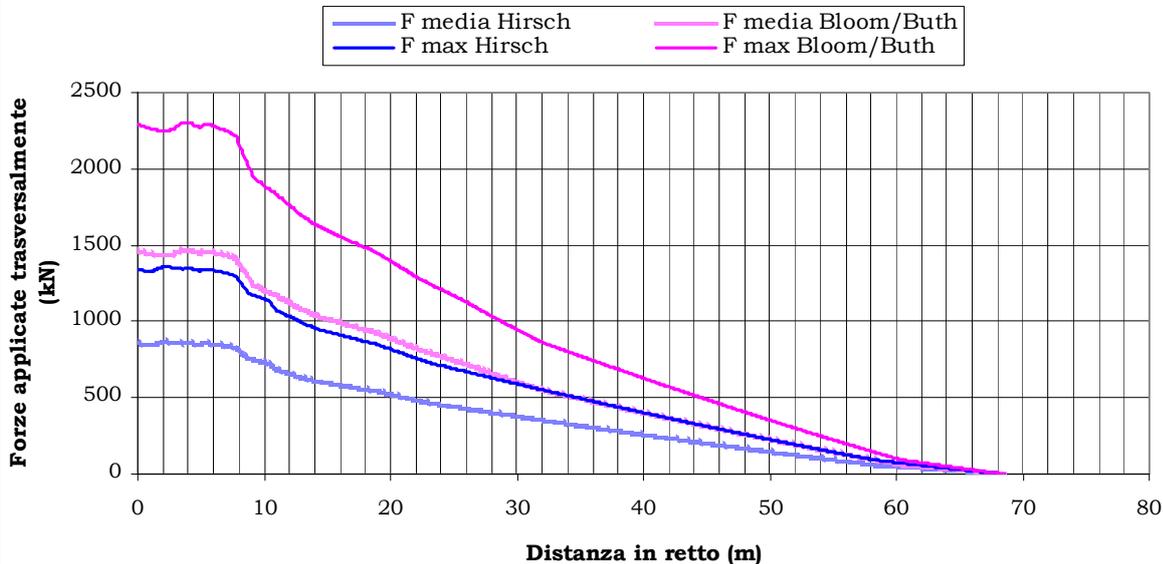


Figura 2 - Inviluppo delle forze massime e medie con $H_s=2$ m secondo lo studio di Hirsch e lo studio di Bloom/Buth.

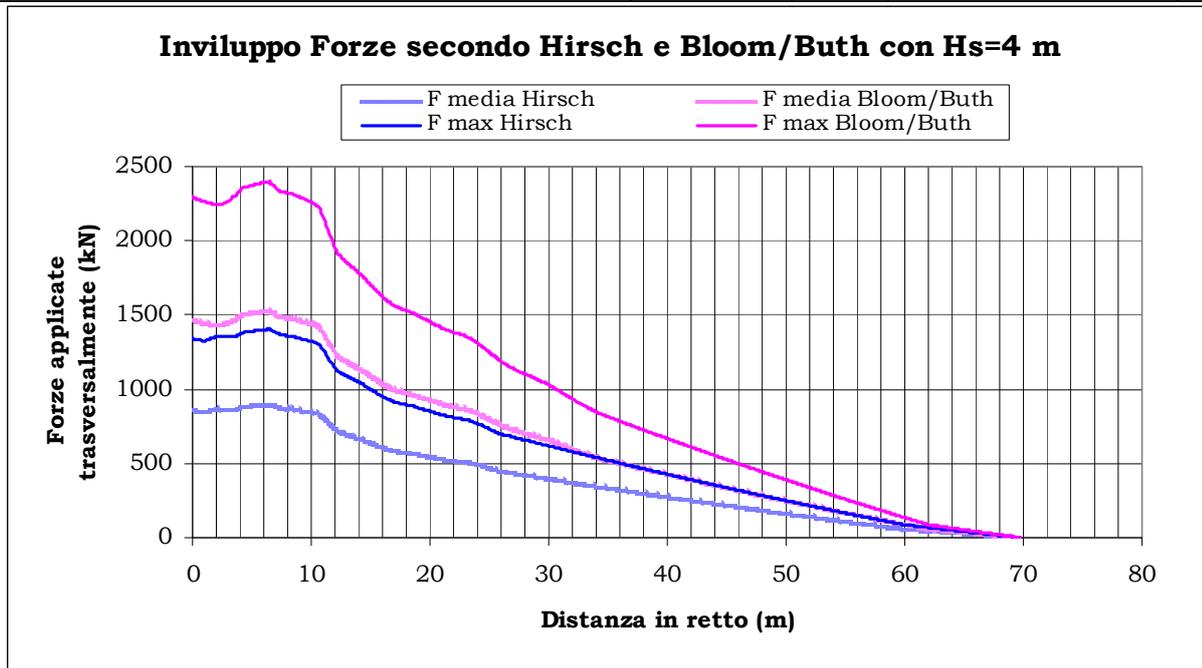


Figura 3 - Inviluppo delle forze massime e medie con Hs=4 m secondo lo studio di Hirsch e lo studio di Bloom/Buth

1.6.2 VEICOLO INTERO

I valori della forza trasversale da considerare nei calcoli per il veicolo nella sua interezza (tara + carico), è pensabile assumerli nel seguente modo:

- *Opere in c.a.*
 - vicino al limite superiore della forza massima, in particolare fissandolo ad un valore che si colloca ai 3/4 dell'intervallo compreso tra l'estremo superiore (forze massime stimate secondo Bloom e Buth) e quello inferiore (forze massime stimate secondo Hirsch).
- *Dune in terra rinforzata*
 - per tener conto della loro maggiore deformabilità si assume il valore della forza media secondo la stima di Hirsch.

Come già descritto nel precedente paragrafo, bisogna entrare nei grafici con la distanza dal ciglio destro autostradale della presunta protezione e leggere direttamente il valore della forza sulle ordinate.

1.6.3 SOLO CARICO

I calcoli sono stati effettuati con riferimento all'autoarticolato C6, in quanto i veicoli pesanti di classe C2 – C5 hanno l'altezza del baricentro della zavorra inferiore o uguale a 1,60 m. e si ha pertanto (Tabella 2):

	Massa tot. del veicolo (peso lordo) kg	Massa del veicolo (peso netto) – kg	Massa del carico trasportato - kg	Massa del carico che si può proiettare verso la linea AV– kg
Motrice	16.000	11.000	5.000	2.500
Rimorchio	22.000	9.000	13.000	6.500
Massa di calcolo – kg				6.500

Tabella 2 – Massa del veicolo e del solo carico

L'energia che può animare la porzione di carico che urta contro l'opera di protezione direttamente o, per inerzia, subito dopo aver toccato il terreno è quella con cui detto carico si sgancia dal veicolo al momento dell'urto di quest'ultimo con il muro intermedio, non essendo presenti elementi dissipativi interposti; l'energia associata alla componente perpendicolare alla barriera intermedia della velocità del mezzo al momento dell'urto, si calcola tramite la seguente formula:

$$E_c = \frac{m_c \cdot (V \cdot \sin \alpha)^2}{2} = \frac{m_c \cdot E_v}{m_v}$$

dove:

E_c = energia associata al solo carico

E_v = energia associata al veicolo intero

m_c = massa del solo carico (6500 kg)

m_v = massa totale del veicolo (rimorchio da 22000 kg)

In generale, sulla base dei grafici di Figura 4 si determina l'energia per il veicolo al momento dell'urto, associata alla distanza (D) a cui è posizionata il presidio dal ciglio autostradale.

In funzione dell'energia associata al solo carico al momento dell'urto, si determina, tramite il grafico di Figura 4, una distanza grazie alla quale entrando nei grafici "forza-distanza in retto" (Figura 1, Figura 2 e Figura 3) si legge direttamente sulle ordinate il valore della forza da applicare sulle opere di protezione.

In particolare, per il presidio in A.I. posto alla distanza minima pari a 6,50÷6,90 m dal piede della scarpata del rilevato stradale, sono stati effettuati i calcoli per $H_s = 0 - 2 - 4$ m; di conseguenza le distanze (D) del muro dal ciglio del rilevato stradale sono, rispettivamente, 6,50÷6,90 m + 1,5 H_s (m).

I risultati sono riportati nella seguente Tabella 3.

Hs (m)	D (m)	V (km/h)	α	Vsen α	d (m)	E (kJ)
0	6,50÷6,90	97,6	18°	30,2	5,4	228
2	9,50÷9,90	99,3	19,7°	33,4	6,1	280
4	12,50÷12,90	98,7	19,5°	33,0	6,0	272

Tabella 3 – Energie associate al solo carico

Il valore massimo dell'energia che si trova è pari a 280 kJ, ed è quello che è stato adottato per la determinazione delle forze trasversali d'urto agenti sulle tipologie di presidio individuate..

In maniera analoga al caso del veicolo intero si assume un valore della forza trasversale nel seguente modo:

- Opere in c.a.
 - vicino al limite superiore della forza massima, in particolare fissandolo ad un valore che si colloca ai 3/4 dell'intervallo compreso tra l'estremo superiore (forze massime stimate secondo Bloom e Buth) e quello inferiore (forze massime stimate secondo Hirsch).
- Dune in terra rinforzata
 - per tener conto della loro maggiore deformabilità si assume il valore della forza media secondo la stima di Hirsch.

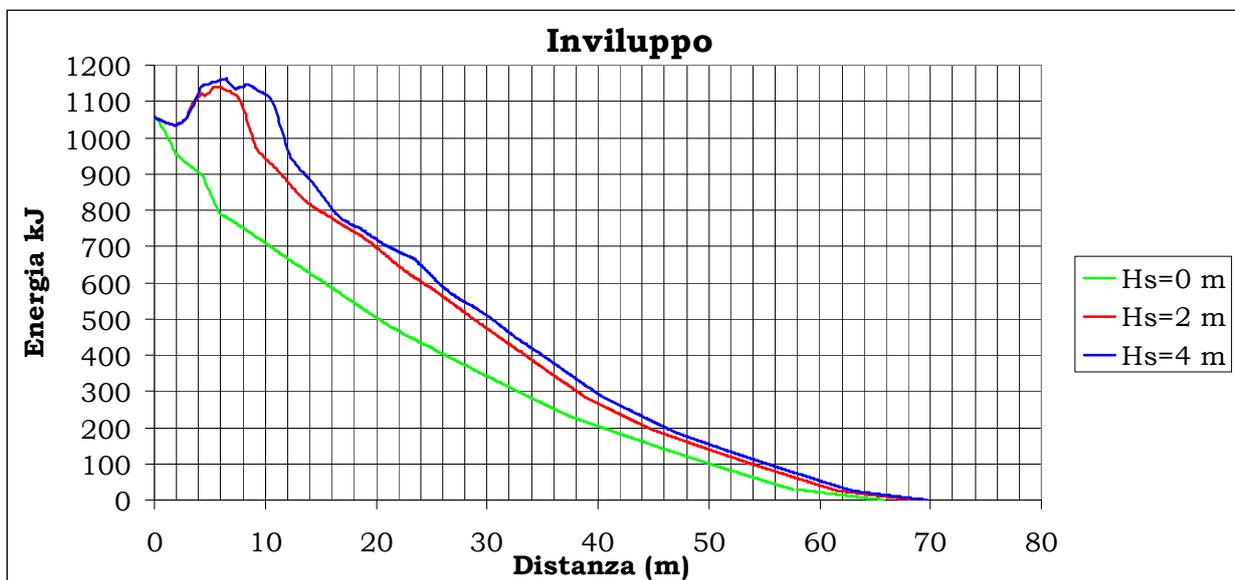


Figura 4 - Inviluppo delle energie in funzione dell'altezza del rilevato autostradale

1.6.4 AZIONI SULLE DUNE IN TERRA RINFORZATA

Si riporta di seguito la Tabella 4 per la determinazione della forza agente sulle dune in terra rinforzata secondo quanto indicato precedentemente.

DUNA	H _s	d	E	F _{med}
VEICOLO	0	6,5-6,9	770	650
	2	9,5-9,9	950	700
	4	12,5-12,9	920	750
CARICO	0	34	280	300
	2	39,5	280	300
	4	40	280	300

Tabella 4 – Azioni sulle dune in TR

1.6.5 AZIONI SULLE OPERE IN C.A

Come già accennato nel par. 1.5.2 è necessario individuare delle situazioni *tipiche*; si riporta quindi di seguito la suddivisione in *casi* delle opere di protezione, fornendo il valore della forza agente sui presidi secondo quanto indicato precedentemente; in particolare, in questa sede non si contemplano le seguenti situazioni (peraltro di limitato sviluppo complessivo):

- sezioni tipo con svio di tipo balistico ($W < 6.5m$);
- sezioni tipo A, nei casi di locali elevazioni ad altezze superiori a 4m dal p.c.

Caso (1)

La condizione più sfavorevole si realizza quando l'elemento di protezione si trova a 6.5m dal piede della scarpata dell'infrastruttura stradale (sez. C); si ricava $F=1650kN$ per l'intero veicolo, mentre per il carico, il valore massimo calcolato di energia è pari a 280kJ e si può associare una forza trasversale pari a $F=650kN$.

Caso (2)

La condizione più sfavorevole si realizza quando l'elemento di protezione si trova a 7.1m dal piede della scarpata dell'infrastruttura stradale (sez. B); si ricava $F=1600kN$ per l'intero veicolo.

Caso (3)

La condizione più sfavorevole si realizza quando l'elemento di protezione si trova a 7.1m dal piede della scarpata dell'infrastruttura stradale (sez. A); si ricava $F=1600kN$ per l'intero veicolo e $F=650kN$ per il solo carico.

Caso (4)

La condizione più sfavorevole si realizza quando l'elemento di protezione si trova a 7.1m dal piede della scarpata dell'infrastruttura stradale (sez. A); si ricava $F=1600kN$ per l'intero veicolo e $F=650kN$ per il solo carico.

In sintesi viene riportato nella seguente Tabella 5 tutto il procedimento che ha portato alla determinazione delle forze d'urto agenti sui presidi in c.a..

FORZE D'URTO	VEICOLO					CARICO				
	H_s (m)	d (m)	F_{min} (kN)	F_{max} (kN)	F (kN)	H_s (m)	d (m)	F_{min} (kN)	F_{max} (kN)	F (kN)
CASO 1	0	6.5	1050	1700	1650	0	34	450	700	650
	2	9.5	1150	1900		2	39.5	400	700	
	4	12.5	1100	1850		4	40	400	700	
CASO 2	0	7.1	950	1650	1600	0	-	-	-	-
	2	10.1	1050	1750		2	-	-	-	
	4	13.1	1000	1750		4	-	-	-	
CASO 3	0	7.1	950	1650	1600	0	34	450	700	650
	2	10.1	1050	1750		2	39.5	400	700	
	4	13.1	1000	1750		4	40	400	700	
CASO 4	0	7.1	950	1650	1600	0	34	450	700	650
	2	10.1	1050	1750		2	39.5	400	700	
	4	13.1	1000	1750		4	40	400	700	

Tabella 5 – Azioni sui presidi in c.a

Per i presidi alti 1.5m si considera:

- la forza applicata ad una quota pari a 1.5m, quando l'urto è dovuto al veicolo intero;
- la forza applicata ad una quota pari a 1.3m, quando l'urto è dovuto al solo carico.

Per i presidi di altezza >1.5m si considera:

- la forza applicata ad una quota pari a 1.9m, quando l'urto è dovuto al veicolo intero;
- la forza applicata ad una quota pari a 2.95m, quando l'urto è dovuto al solo carico.

Secondo quanto sopra riportato, nelle seguenti pagine sono schematizzati, suddivisi per classe di appartenenza, i vari casi (Figura 5, Figura 6, Figura 7).

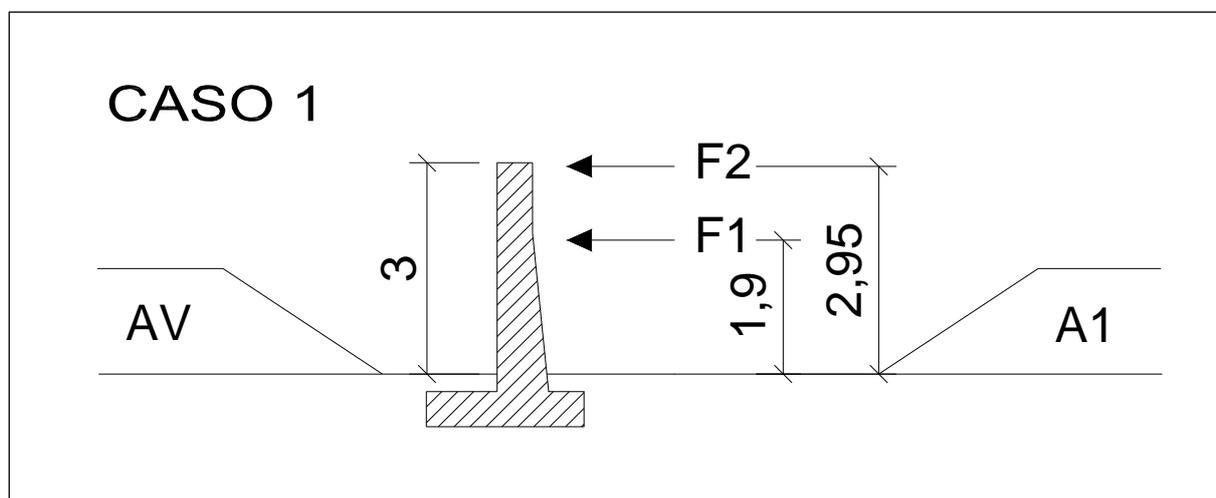
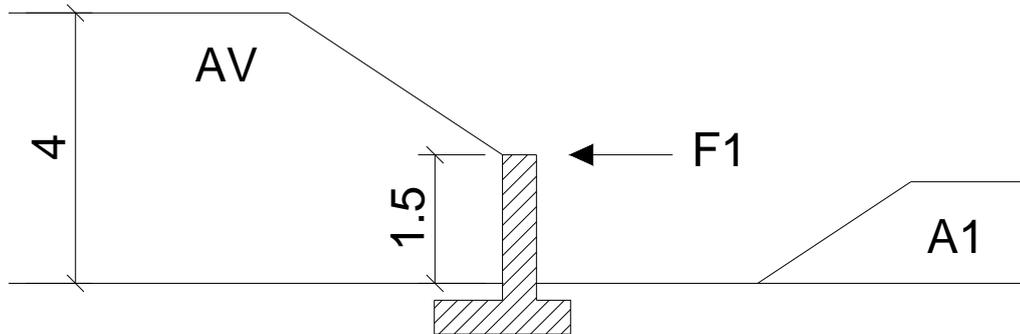
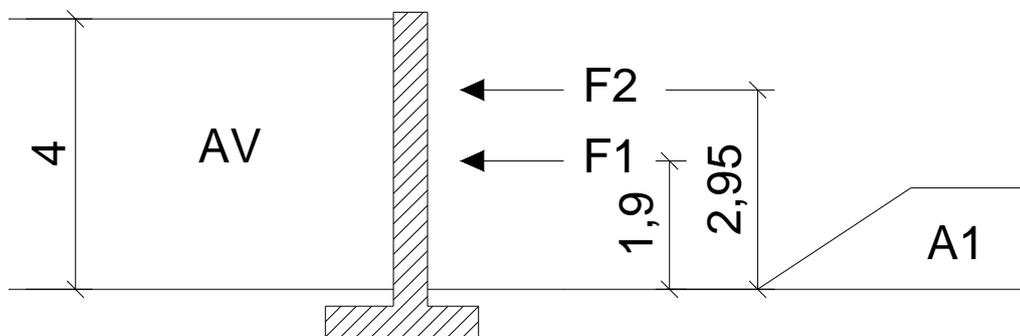


Figura 5 – Classe A (protezione in AI)

CASO 2**CASO 3****Figura 6 – Classe B (protezione su AV con contenimento del solido ferroviario)**

CASO 4

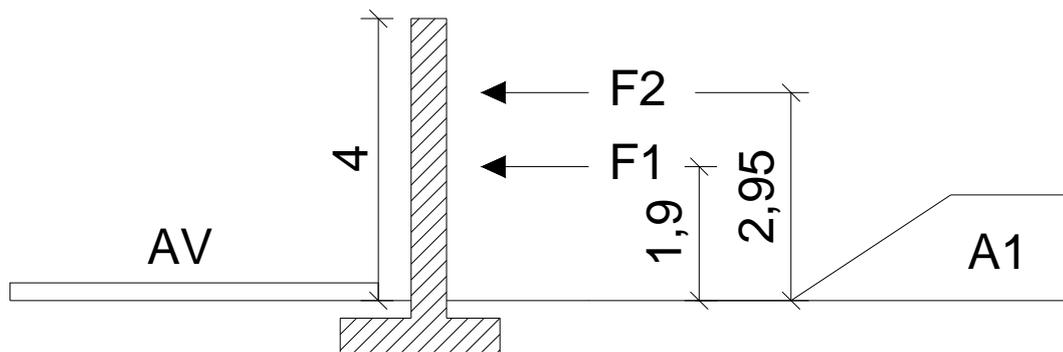


Figura 7 – Classe C (protezione su AV senza contenimento del solido ferroviario)

1.6.6 IMPRONTE DI CARICO

Individuare superfici di distribuzione delle forze durante il fenomeno d'urto è estremamente complesso, vista la grande variabilità delle tipologie delle masse impattanti; ad ogni modo si riportano di seguito delle ipotesi sulle impronte di carico, facendo, ove possibile, riferimento ad usuali metodi di distribuzione per il calcolo a rottura delle barriere stradali.

Anche per quanto riguarda la superficie di applicazione delle forze agenti sui muri, si distingue tra le forze relative all'intera massa del veicolo e quelle del solo carico.

Per l'intero veicolo si può assumere che longitudinalmente la forza sia considerata distribuita su una larghezza di muro di 1,10 m.

In senso verticale la distribuzione varia in relazione al tipo di opera di protezione.

Per i presidi di altezza $h = 1.50$ m, si può considerare il carico distribuito su un'altezza di 0.80m a partire da 0,70m dal piano di rotolamento (altezza del telaio del veicolo); la distribuzione si assume di tipo triangolare, in modo che il baricentro della distribuzione si avvicini a quello del veicolo (Figura 8).

Per i presidi di altezza $h > 1.50$ m, si può considerare il carico distribuito su un'altezza di 1,20m a partire da 0,70 cm dal piano di rotolamento (altezza del telaio del veicolo); la distribuzione si assume di tipo triangolare, in modo che il baricentro della distribuzione si avvicini a quello del veicolo.

Per il carico, le forze sono applicate ad un'altezza di 2,95 m dal piede (altezza del baricentro del carico che si sgancia), o comunque in posizione non più alta rispetto alla sommità dei muri; la distribuzione in senso longitudinale è la stessa del veicolo completo, mentre in senso verticale è di difficile definizione, vista l'assoluta variabilità delle forme del carico e di conseguenza delle impronte (un'ipotesi può essere quella di assumere altezze d'impronta di tipo minimo, ad esempio 30cm).

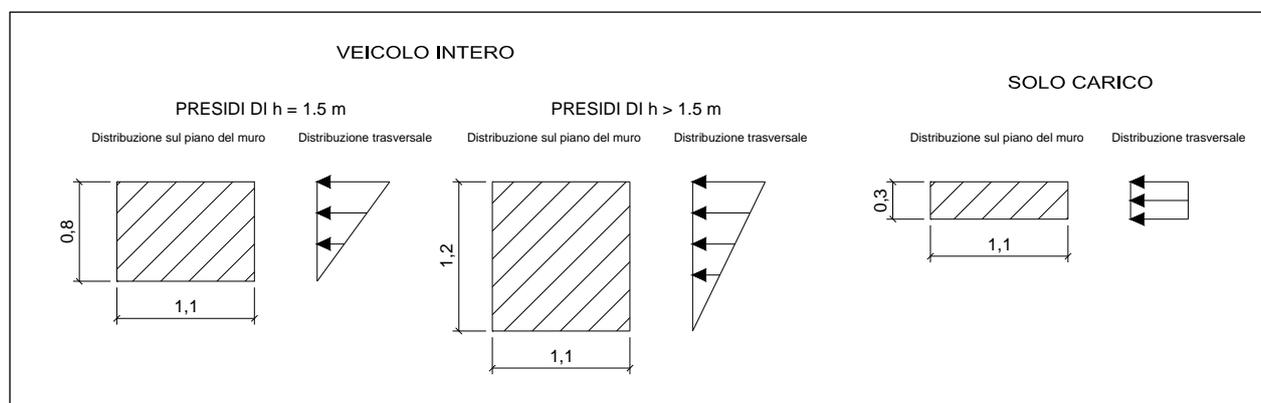


Figura 8 – Impronte di carico

2 DUNE IN TERRA RINFORZATA

2.1 INTRODUZIONE

Si è visto che tra le varie tipologie di presidio per la protezione della linea ferroviaria AV/AC MI-VR, nelle zone di affiancamento alle infrastrutture stradali, sono previste dune in terra rinforzata; in generale, si affida la protezione della linea AV/AC a questo tipo di manufatti nelle zone del cosiddetto “normale affiancamento”, laddove è possibile evitare l’inserimento di muri, ma non vi è la possibilità d’inserire normali dune con pendenza 2/3.

Queste ultime si caratterizzano per essere sormontabili da un veicolo in svio, mentre l’obiettivo che si prefiggono le dune in terra rinforzata è quello di costituire, mediante la loro geometria e la loro massa, un ostacolo invalicabile dovuto all’aumento della pendenza dei paramenti; peraltro, anche l’ingombro del rilevato, per questo tipo di opere può essere mitigato, sfruttando la presenza di rinforzi di vario tipo.

Il criterio che sta alla base dei terreni di rinforzo è quello di inserire nel terreno elementi resistenti a trazione, in modo tale da ottenere un “terreno equivalente” con caratteristiche geotecniche migliori e quindi tale da essere stabile anche con pendenze superiori a quelle compatibili con le caratteristiche intrinseche del materiale.

Allo stato attuale, in Italia non vi sono stati significativi esperimenti ed applicazioni come protezione “antisvio” di simili manufatti; nella definizione delle caratteristiche si è perciò fatto riferimento a studi analoghi relativi a rilevati paramassi, i quali sono normalmente utilizzati come interventi di difesa passivi per la protezione di aree estese con lo scopo di intercettare, deviare o fermare elementi lapidei dotati di elevata energia cinetica.

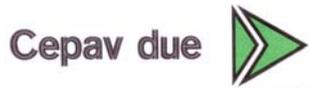
Sebbene i rilevati paramassi siano comunemente utilizzati per la difesa dalla caduta dei massi, a tutt’oggi non esistono nel settore criteri di progettazione codificati; di conseguenza, in Italia, non è stata ancora formulata una procedura progettuale di riferimento, né tanto meno esiste una normativa specifica relativa alle opere di difesa passiva, che imponga la costruzione di adeguati sistemi di protezione in funzione dell’importanza dell’opera da difendere (strade di varie categorie, ferrovie, centri abitati).

Ciò nonostante, tali strutture hanno un grande valore applicativo, grazie alla capacità di assorbire elevate energie cinetiche d’impatto ed al loro buon inserimento ambientale.

Recentemente sono state eseguite alcune prove sperimentali per la valutazione del comportamento dinamico di rilevati paramassi in terra rinforzata, nelle quali è stata confermata la possibilità di arrestare corpi con energia cinetica dell’ordine di 3000-4000 kJ; finora sono state condotte sperimentazioni con impatti nella sommità delle dune con massi fino a 8t e componenti normali della velocità superiori a 30m/s su strutture di altezza 4-5m, larghezze alla base dell’ordine dei 5m e larghezze in testa dell’ordine del metro, senza che la struttura abbia subito danni tali da comprometterne la funzionalità.

Per le analisi che seguono nei prossimi paragrafi, si è fatto riferimento ai seguenti testi:

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 01-IR-E-16079_02

Progetto
IN05

Lotto
00

Codifica Documento
DE2 E X SC 0000 079

Rev.
0

Foglio
23 di
115

- GEAM (2001) – Convegno internazionale su opere di difesa da caduta massi, Siusi (BZ);
- Kar A.K. (1979) – Impactive effects of tornado missiles and aircraft – Journal of Structural Division, ASCE 105;
- Kar A.K. (1978) – Projectile penetration into burried structures – Journal of Structural Division, ASCE 104;
- Paronuzzi P. (1989) – Criteri di progettazione di rilevati paramassi – Geologia tecnica, 1;
- Peila D., Guasti G., Recalcati P., Rimordi. P. (1999) – Sperimentazione su rilevati rinforzati con geogriglie per la difesa contro la caduta massi – XX Convegno Nazionale di Geotecnica, Parma;

2.2 CARATTERISTICHE DEI RILEVATI IN TERRA RINFORZATA

2.2.1 GENERALITA'

Un rilevato di protezione presenta le seguenti peculiarità:

- una manutenzione assai ridotta, anche dopo reiterati ripristini;
- una notevole durata dell'opera senza ammaloramenti o decadimenti della funzionalità (vita utile superiore a cento anni);
- una generale uniformità di resistenza e comportamento, senza particolari discontinuità.

Inoltre, vista la morfologia pianeggiante e rettilinea dell'area interclusa, si presta bene ad essere inserito; il terrapieno può essere rivestito da uno strato di rivestimento vegetale, in modo che possa svilupparsi la copertura vegetale (compatibilmente con le pendenze richieste).

2.2.2 PRINCIPI DI FUNZIONAMENTO

Il principio cui si ispirano le tecniche per la terra rinforzata è facilmente comprensibile considerando un elemento indefinito di terreno caricato verticalmente (Figura 9).

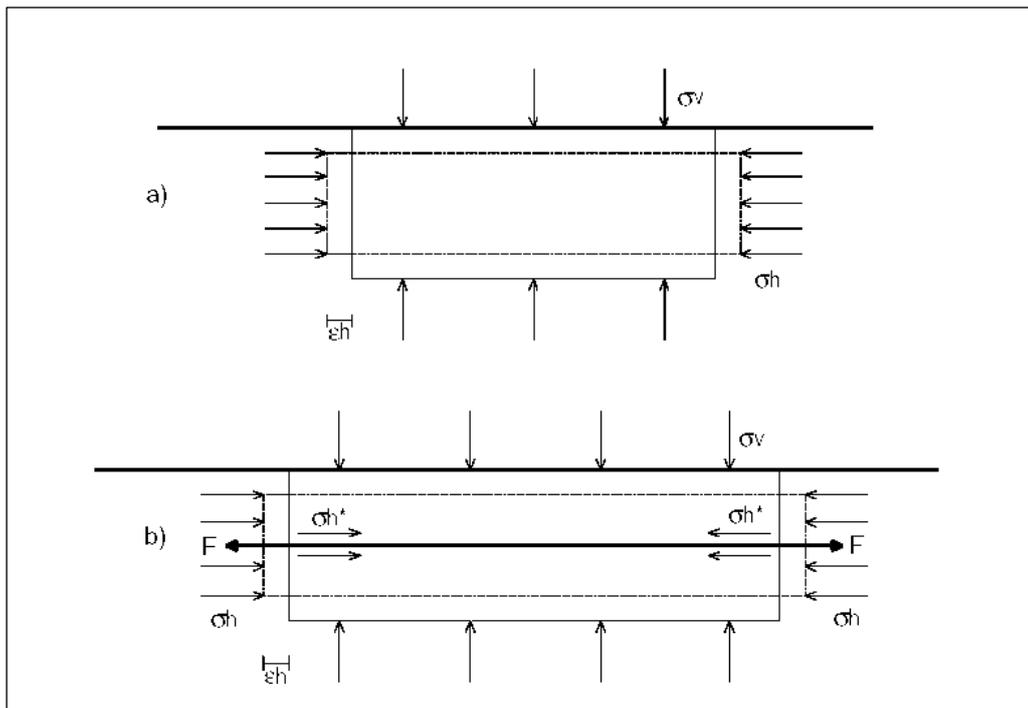


Figura 9 – Porzione di terreno caricata verticalmente con e senza rinforzo

Lo sforzo verticale σ_v causa una deformazione nell'elemento e il conseguente sforzo orizzontale σ_h causato dalla compressione laterale del terreno adiacente che si oppone alla deformazione; orizzontalmente il terreno subisce una deformazione, che è causa principale di rottura locale.

Quando un elemento di rinforzo è messo nel terreno, l'applicazione di uno sforzo verticale è seguita dalla deformazione dell'elemento di terreno e dall'allungamento dell'elemento di rinforzo.

L'allungamento genera poi una resistenza a trazione P_r nel rinforzo, che subito dopo produce uno sforzo orizzontale σ_h ; questo sforzo, che da anche l'azione di confinamento sul terreno, contribuisce a resistere alle forze orizzontali e a ridurre le deformazioni orizzontali.

In ultima analisi l'inclusione di un elemento di rinforzo nella massa di terreno riduce le deformazioni e gli sforzi applicati al terreno; gli sforzi verticali σ_v applicati al terreno possono perciò essere incrementati.

Riguardo alla resistenza agli sforzi di taglio in un elemento di terreno incoerente si ha:

$$\tau_{\max} = \sigma_v \cdot \tan \phi_{\max}$$

dove:

ϕ_{\max} = massimo angolo di resistenza a taglio del terreno;

τ_{\max} = resistenza a taglio fornita dal terreno.

Quando l'elemento di terreno è attraversato da un elemento di rinforzo inclinato di un angolo θ rispetto all'orizzontale (Figura 10), lo stato tensionale è modificato perché il rinforzo genera uno sforzo di taglio prodotto dalla componente tangenziale $P_r \cos \theta$ e nel frattempo la componente normale $P_r \sin \theta$ genera un'altra τ dovuta all'angolo d'attrito ϕ_{\max} del terreno.

Tenendo quindi conto del contributo dei rinforzi nella resistenza a taglio del terreno di contenimento si può scrivere:

$$\tau_{\max} = \sigma_v \tan \phi_{\max} + (P_r/A_s) \sin \theta \tan \phi_{\max} + (P_r/A_s) \cos \theta$$

resistenza a taglio totale *resistenza solo terreno* *sforzo generato dalla comp. normale di P_r* *sforzo generato dalla comp. tangenz. di P_r*

in cui:

P_r = resistenza a trazione nel rinforzo;

A_s = area dell'elemento di rinforzo;

θ = angolo di inclinazione del piano di rottura sull'orizzontale.

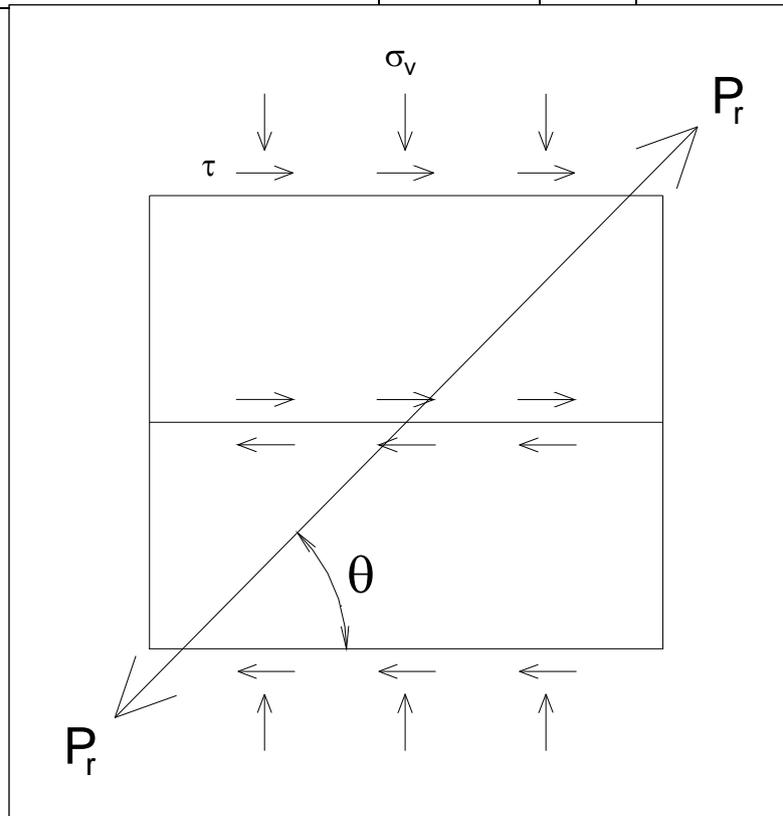


Figura 10 – Distribuzione degli sforzi di taglio in presenza del rinforzo

In tal modo lo sforzo normale sull'elemento di terreno è incrementato di:

$$\sigma_v^* = (P_r / A_s) \cdot \sin\theta$$

Inoltre si aggiunge una coesione fittizia pari a:

$$(P_r / A_s) \cdot \cos\theta$$

I fattori che influenzano la resistenza a taglio del terreno rinforzato sono:

- resistenza e rigidità del rinforzo relativamente al terreno circostante;
- posizione del rinforzo;
- forma del rinforzo, che deve essere adeguato a produrre un elevato angolo d'attrito apparente all'interfaccia con il terreno;
- caratteristiche di creep (allungamento sotto carico di trazione costante) del rinforzo durante la vita di progetto;
- durabilità del rinforzo.

In particolare, la forma del rinforzo deve garantire un attrito elevato tale che il rinforzo non sia tirato fuori dalla forza di trazione P_r ; è anche necessario che l'inclinazione del rinforzo sia adeguata a seguire la direzione di deformazione del terreno.

Bisogna rilevare che un rinforzo troppo rigido può rompersi per piccole deformazioni senza mobilitare valori di resistenza elevati; al contrario, un materiale troppo estensibile non

riuscirebbe a fornire un rinforzo sufficiente se prima non si verificano grosse deformazioni, le quali però causerebbero la rottura del terreno.

2.2.3 CARATTERISTICHE DI DISSIPAZIONE DELL'ENERGIA DURANTE L'URTO

Rispetto ad un rilevato tradizionale la terra rinforzata presenta:

- minor ingombro alla base (dovuto alle notevoli pendenze ottenibili) rispetto ad un normale rilevato, garantendo comunque un adeguato fattore di sicurezza;
- maggior resistenza all'impatto con minori deformazioni;
- maggior assorbimento di energia;
- minore probabilità di perforazione.

Ciò discende dalle seguenti caratteristiche delle terre rinforzate:

1. Il terreno viene "legato" dei rinforzi sia in senso longitudinale che trasversale; perciò il carico, per poter perforare il rilevato, deve prima "strappare" gli elementi di rinforzo, che però offrono un'elevata resistenza a trazione e allo sfilamento dal terreno.
2. I rinforzi reagiscono a un carico applicato velocemente con un aumento del modulo elastico; inoltre, nel caso di carichi di brevissima durata, come nel caso di un impatto, i fenomeni di *creep* non intervengono, per cui l'intera resistenza a trazione dei rinforzi può essere mobilitata.
3. I rinforzi consentono di aumentare le caratteristiche di smorzamento dinamico delle terre rinforzate rispetto alle sole terre, attraverso l'energia direttamente assorbita dagli stessi e tramite l'attrito generato in fase dinamica.
4. La maggior legatura del terreno significa anche una ripartizione del carico dinamico su di una superficie maggiore e quindi una massa maggiore di terreno coinvolta nella resistenza all'urto e nella dissipazione di energia.

Queste assunzioni sono state verificate con diverse sperimentazioni (vedi gli articoli: "*Linee progettuali per rilevati paramassi*", P.Recalcati, C. Oggeri, C.Castiglia, "*Interventi di difesa contro la caduta di massi*", D.Peila, P. Oreste), ma la letteratura in materia è comunque ancora ridottissima.

2.3 LINEE PROGETTUALI

Come già detto le linee progettuali per i rilevati soggetti a impatti dinamici sono ancora piuttosto vaghe.

A queste dune, viste come elementi di protezione, non è richiesto di rimanere integre durante l'impatto, ma di essere intrinsecamente stabili e resistere allo sfondamento dovuto all'urto del potenziale veicolo impattante; quanto detto vale a maggior ragione perché sono poste in area interclusa ad una distanza non inferiore a 6m dal corpo del rilevato ferroviario.

Nella maggior parte dei casi, sotto azioni impulsive, si determinano sollecitazioni locali che sono superiori a quelle sopportabili secondo le caratteristiche del materiale in condizioni statiche; quando ciò avviene, ha luogo la penetrazione dell'oggetto all'interno della barriera.

La verifica di questo genere di opere non può quindi consistere nell'usuale determinazione della massima resistenza al taglio disponibile in condizioni statiche, ma deve essere finalizzata alla determinazione della penetrazione a seguito della locale rottura, senza che si verifichi l'attraversamento della barriera (perforazione).

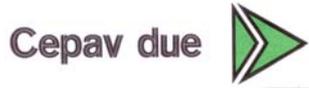
In questo senso le verifiche usuali, effettuate in termini di carico massimo ammissibile, non riescono a tenere conto degli effetti della penetrazione rapida e conseguentemente non si può fare riferimento ai consueti parametri di resistenza al taglio; tutto ciò comporta procedure di analisi al di fuori dei normali canoni utilizzati nelle verifiche strutturali e geotecniche di altre opere.

Escludendo metodi agli elementi finiti in campo dinamico tridimensionale non lineare che possano riprodurre il fenomeno d'urto (in cui sarebbe necessario fra l'altro calibrare opportunamente i parametri caratteristici mediante prove dal vero), nella definizione delle presenti linee guida bisogna distinguere opportunamente le verifiche da effettuare ed utilizzare metodi semi-empirici; infatti al momento non esistono ancora modelli matematici in forma chiusa, da impiegare usualmente come per altri dimensionamenti.

In linea generale, il progetto della duna soggetta ad un impatto di un veicolo o del suo carico deve essere basato sui seguenti elementi fondamentali:

- una valutazione della geometria dell'intervento, in termini di estensione longitudinale, altezza ed effetto dell'installazione dell'opera sulle traiettorie dei veicoli (*Verifica al superamento per proiezione*);
- una verifica circa la stabilità interna del rilevato dal punto di vista statico (*Verifica della stabilità del rilevato*);
- un calcolo della profondità di penetrazione del veicolo o del suo carico, all'interno del rilevato, in modo da garantire un sufficiente volume di terreno da deformare senza che peraltro si produca l'attraversamento del rilevato stesso (*Verifica al superamento per sfondamento*);
- una verifica circa il terminale delle dune per quanto riguarda il collegamento testata-“zona di duna collaborante (*Verifica terminale*).

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 01-IR-E-16079_02

Progetto
IN05

Lotto
00

Codifica Documento
DE2 E X SC 0000 079

Rev.
0

Foglio
30 di
115

Per quest'ultima verifica, le uniche formule attualmente disponibili in forma chiusa sono quelle proposte da Kar (1978), originariamente destinate alla valutazione di effetti causati dall'impatto di proiettili su strutture interrato, secondo la forma, la velocità ed il modulo elastico dell'oggetto impattante e la resistenza a compressione monoassiale del terreno.

2.4 TIPOLOGIE PREVISTE

Nel progetto dell'affiancamento in oggetto sono state inserite due diverse tipologie di dune in terra rinforzata, in particolare:

- A) Simmetrica, di altezza dal p.c. pari a 3m ed inclinazione pari a 60°, destinata alla protezione del veicolo nella sua interezza e del solo carico (Figura 11);
- B) Di altezza dal p.c. pari a 3m ad inclinazione differenziata 60°/90° destinata alla protezione del veicolo nella sua interezza e del solo carico (Figura 12);

Per poter funzionare distribuendo opportunamente gli sforzi in senso longitudinale, le dune correnti in terra rinforzata necessitano di sviluppi di almeno circa 20m; ad ogni modo, per esigenze particolari, sono previsti nel progetto in questione anche per sviluppi inferiori.

La struttura di sostegno in terra rinforzata rinverdibile può essere realizzata con elementi prefabbricati di rinforzo con opportuno carico di rottura; per le dune simmetriche potranno essere utilizzati elementi prefabbricati bifacciali. L'immorsamento delle dune sarà sempre pari ad almeno 30 cm.

Il sistema prevede inoltre l'inserimento sulle facciate di un pannello-cassero di guida e appoggio, realizzato in rete elettrosaldata; questo consente tempi di posa ridotti ed una più accurata realizzazione dell'opera.

Il terreno del rilevato strutturale dovrà essere compattato con attrezzature idonee a conseguire, in relazione alle caratteristiche granulometriche, una densità stabilita.

Potranno essere utilizzati materiali provenienti dagli scavi di tipo **A4** o **A5**, **A6** o **A7** della classifica CNR UNI 10006, adeguatamente compattati.

Lungo la facciata è previsto l'inserimento di una biostuoia ed a tergo del paramento esterno inclinato può essere posta una copertura di terreno vegetale per uno spessore di almeno 30 cm, che protegga le facciate in modo da prevenire l'erosione.

Si provvederà poi alla stesa e compattazione del terreno per la formazione del rilevato strutturale; questa avviene per strati di altezza pari a circa 30cm e per un totale pari alla distanza tra i teli di rinforzo.

Terminata l'opera si può eseguire un'idrosemina a spessore, realizzata con materiali a base naturale e tali da essere biodegradabili, in modo da produrre un impatto sull'ambiente che sia minimo.

*ESEMPIO DI DUNA A BASSO INGOMBRO
IN TERRA RINFORZATA CON ELEMENTI
PREASSEMBLATI A MONTAGGIO RAPIDO*

H=3m INCLINAZIONE 60°

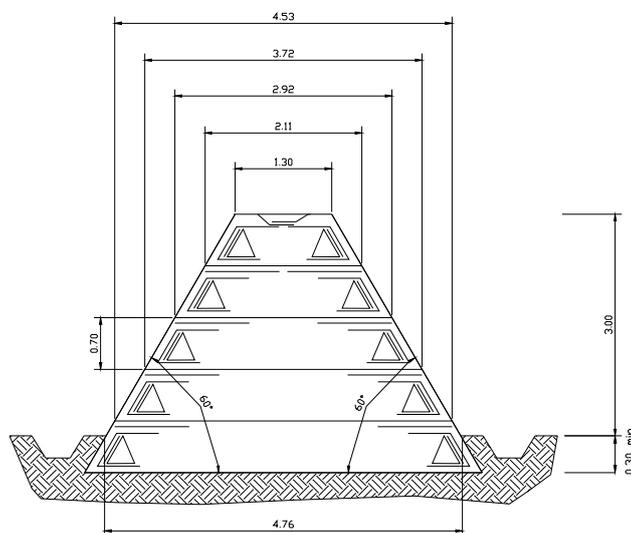


Figura 11 – Duna tipo A

*ESEMPIO DI DUNA A BASSO INGOMBRO
IN TERRA RINFORZATA CON ELEMENTI
PREASSEMBLATI A MONTAGGIO RAPIDO*

H=3m INCLINAZIONE 90°/60°

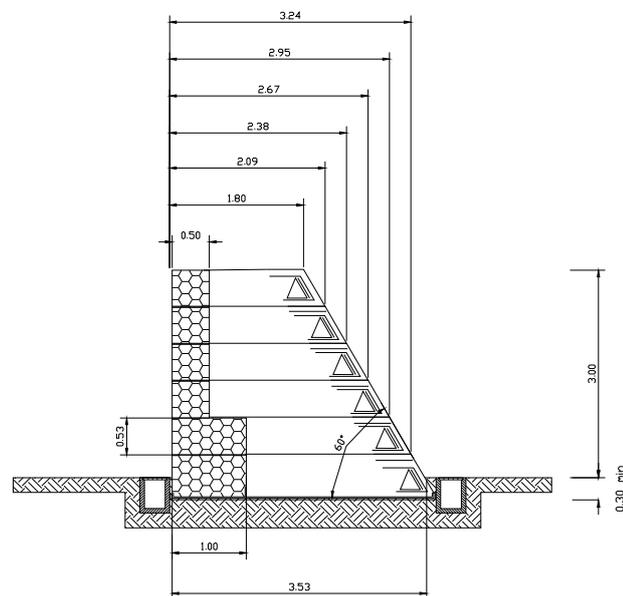


Figura 12 – Duna tipo B

2.5 VERIFICA AL SUPERAMENTO PER PROIEZIONE

Questo tipo di verifica è ovviamente fondamentale affinché ci si possa accertare dell'efficacia della duna quale sistema di protezione; la procedura di calcolo deve stabilire i requisiti geometrici ottimali della duna che garantiscano la sua funzione di intercettazione nei confronti dei veicoli in svio e del loro eventuale carico.

La verifica è stata condotta con le analisi di svio descritte nel documento *“Tipologie di protezione ferroviaria: relazione illustrativa simulazioni numeriche”* - Doc. A20200DE2EXSC0000077, in cui sono state individuate le posizioni in AI per le quali un simile sistema di protezione risulta efficace.

Sulla base delle analisi balistiche, è emerso che l'inserimento della duna può essere fatto ad una distanza minima di 6.5m dal piede della scarpata A1 (indipendentemente dall'altezza del rilevato autostradale), analogamente a tutte le altre opere di protezione previste nell'area interclusa; in questo modo, l'impatto avverrà con il veicolo completamente a livello piano campagna, dopo aver completato possibili percorsi in volo.

2.6 VERIFICA DELLA STABILITA' DEL RILEVATO

2.6.1 GENERALITÀ

Questa verifica rientra nelle consuete analisi di stabilità di un terrapieno; essa deve accertare che la geometria della sezione tipo, in relazione alle caratteristiche di resistenza al taglio del materiale impiegato, assicuri un sufficiente fattore di sicurezza nei confronti della rottura.

Per l'analisi di stabilità dei pendii esistono diversi metodi di calcolo (*metodo di Bishop, metodo di Janbu*), ognuno dei quali fornisce un'equazione finale che permette di determinare il coefficiente di sicurezza; ogni metodo assume una serie di ipotesi semplificative così da poter rendere risolvibile il sistema di equazioni.

L'analisi di stabilità è stata condotta secondo il principio *dell'equilibrio limite globale*; tale verifica si conduce esaminando un certo numero di possibili superfici di scivolamento per ricercare quella che rappresenta il rapporto minimo tra la resistenza a rottura disponibile e quella effettivamente mobilitata; il valore di questo rapporto costituisce il coefficiente di sicurezza del pendio.

Scelta quindi una superficie di rottura si suddivide in conci la parte instabile, si studia dapprima l'equilibrio della singola striscia e poi si passa alla stabilità globale; qui di seguito (Figura 13) sono riportate schematicamente le azioni agenti su di un singolo concio:

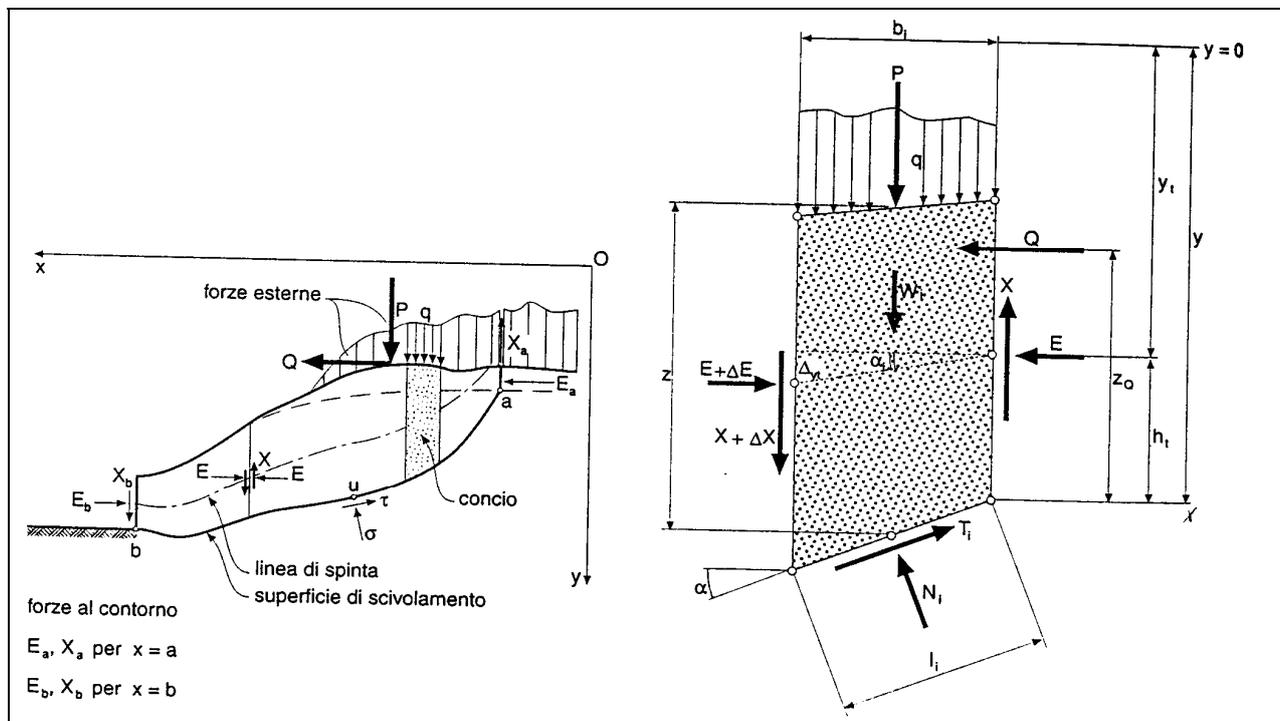


Figura 13 – Forze agenti su di un singolo concio

Per ogni concio sono disponibili per la risoluzione del sistema le tre equazioni della statica (equilibrio traslazione verticale, orizzontale ed equilibrio dei momenti), quindi per n conci si avranno $3n$ equazioni linearmente indipendenti; il contributo dei rinforzi viene introdotto nel calcolo solo se essi intersecano la superficie di scivolamento.

La resistenza a trazione nei rinforzi può mobilitarsi per l'aderenza tra il rinforzo stesso ed i materiali (terreno o altri rinforzi) che si trovano sopra e/o sotto.

Tale contributo viene simulato con una forza stabilizzante diretta verso l'interno del rilevato applicata nel punto di contatto tra superficie di scorrimento e rinforzo stesso; il modulo di tale forza è determinata scegliendo il minore tra il valore della resistenza a rottura del rinforzo ed il valore della resistenza allo sfilamento del rinforzo nel tratto di ancoraggio o nel tratto interno alla porzione di terreno instabile (il minimo tra i due valori).

La prima è costante ed assegnata mentre le seconde variano linearmente con la profondità.

Per tenere conto dell'effetto dei rinforzi è stato implementato un modello di comportamento rigido; in tale modello si ipotizza che un qualsiasi rinforzo, che attraversi la superficie di potenziale scorrimento analizzata, fornisca la forza di rottura del rinforzo penalizzata del relativo coefficiente di sicurezza, indipendentemente dai valori di rigidità dei rinforzi stessi.

Per ciascun rinforzo devono essere verificate le seguenti condizioni:

- deve essere garantito un ancoraggio minimo;
- deve essere garantita la resistenza allo sfilamento nella zona di ancoraggio (esterno);
- deve essere garantita la resistenza allo sfilamento all'interno della porzione di terreno instabile (interno).

Nel primo caso una lunghezza di ancoraggio inferiore al minimo stabilito comporta l'annullamento completo della trazione nel rinforzo; nel secondo e terzo caso la trazione nel rinforzo viene limitata al minore dei due valori di sfilamento.

Nei paragrafi successivi si illustra la procedura di calcolo, avendo ipotizzato, come esemplificazione, rinforzi realizzati con materiali metallici (rete a doppia torsione).

I materiali, le misure e le caratteristiche degli elementi di rinforzo indicati in questo documento sono quindi da considerarsi come esempio applicativo; sono utilizzabili altre soluzioni a cui corrisponda uno standard funzionale, statico e di durabilità equivalente a quello previsto.

2.6.2 CALCOLO DELLA RESISTENZA A ROTTURA DI LAVORO

Ai fini del calcolo strutturale si è tenuto conto che si tratta di un'opera permanente per cui si è fatto riferimento alle prestazioni a lungo termine dei materiali ipotizzati nel presente schema (metallici); a tale proposito il parametro più complicato da individuare è la resistenza di lavoro, per la quale le diverse normative possono indicare metodologie differenti per la definizione.

Mancando in Italia una qualsiasi indicazione in merito alla stima della resistenza di lavoro degli elementi di rinforzo, questa è stata determinata facendo riferimento allo schema illustrato di seguito (Figura 14) che la BS8006 (normativa inglese) prescrive per i rinforzi in genere.

$$T_{\text{progetto}} = T_{\text{creep}} / f_m$$

$$T_{\text{creep}} = T_{\text{ nominale}} / f_{\text{creep}}$$

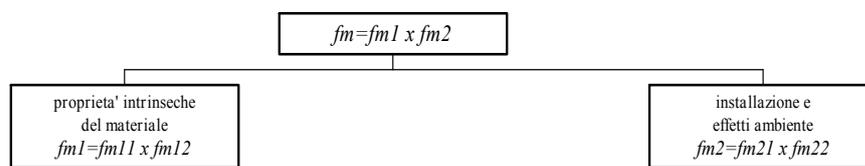


Figura 14 - Definizione del fattore di sicurezza per il calcolo della resistenza di lavoro secondo la BS 8006

Per cui la resistenza di lavoro è designata T_d ed è tale che:

$$T_d = T_b / f_m$$

f_m è il fattore di sicurezza complessivo che consente di passare dalla resistenza a trazione nominale T_b a quella di lavoro; T_b è calcolato per una data deformazione massima ammissibile durante la vita di progetto, tenendo conto di eventuali fenomeni di creep che dovessero interessare i rinforzi: $T_b = T_R / f_{\text{creep}}$; per le opere in terra rinforzata le deformazioni massime ammissibili nei rinforzi sono dell'ordine del 5.5-6.5 %. Ciò significa che ad esempio per la rete metallica a doppia torsione, non subendo essa gli effetti del creep, avendo una resistenza a rottura pari a 37.09 kN/m (T_R) con deformazioni inferiori al 5%, tale resistenza può essere assunta come resistenza a trazione nominale ($f_{\text{creep}}=1.00$).

Il fattore di sicurezza f_m è a sua volta costituito da una serie di fattori di sicurezza parziali (Figura 14) secondo quanto segue:

$$f_m = f_{m11} \times f_{m12} \times f_{m21} \times f_{m22}$$

Dove f_{m11} riguarda i processi di fabbricazione, f_{m12} è relativo all'extrapolazione dei dati sperimentali, f_{m21} è relativo ai danni da installazione e f_{m22} è relativo agli effetti prodotti dall'ambiente.

Assumendo:

$$f_{m11} = 1.05$$

$$f_{m12} = 1.0$$

$$f_{m21} = 1.18$$

$$f_{m22} = 1.0$$

I coefficienti adottati portano a concludere che:

$$f_m = f_{m11} \times f_{m12} \times f_{m21} \times f_{m22} = 1.05 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.18 \times 1.0 = 1.24$$

Si assume cautelativamente un fattore di sicurezza globale pari ad 1.3 per terreni argillosi, pertanto sarà:

$$T_d = T_b / f_m = 37.09 \text{ kN/m} / 1.24 = 28.53 \text{ kN/m}$$

2.6.3 CALCOLO DELLA RESISTENZA ALLO SFILAMENTO DEL RINFORZO

Il calcolo delle forze ultime di sfilamento viene eseguito con il seguente procedimento, che si basa sulla considerazione che in tutti i punti del rinforzo sia raggiunta la condizione ultima (τ_u).

2.6.3.1 Sfilamento esterno (tratto di ancoraggio)

La zona di ancoraggio viene suddivisa in tratti e per ciascun tratto si calcola il valore della tensione tangenziale ultima (τ_u) dalla seguente relazione:

$$\tau_u = f \times \sigma_v$$

dove:

f = coefficiente di attrito totale del rinforzo sui materiali;

σ_v = tensione verticale efficace sul tratto considerato.

L'integrazione delle tensioni tangenziali ultime fornisce la forza di sfilamento esterna ultima del rinforzo; al valore così determinato verrà applicato un coefficiente di sicurezza.

2.6.3.2 Sfilamento interno

Nel caso di rinforzi secondari il procedimento per il calcolo della forza di sfilamento è identico a quella dello sfilamento esterno; la lunghezza del rinforzo all'interno del blocco instabile viene suddivisa in tratti e per ciascun tratto si calcola il valore della tensione tangenziale ultima (τ_u) dalla seguente relazione:

$$\tau_u = f \times \sigma_v$$

dove il significato dei simboli è il medesimo del caso precedente; l'integrazione delle tensioni tangenziali ultime fornisce il valore della forza ultima di sfilamento interno.

Nel caso di rinforzi principali è da aggiungere il contributo resistente dovuto al risvolto; tale contributo (F_0) può essere calcolato mediante la somma di due contributi:

$$F_0 = F_1 + \Delta F$$

Dove F_1 è il contributo che genera sfilamento nella parte risvoltata (orizzontale), mentre ΔF è l'ulteriore contributo che tiene conto delle forze radenti lungo il tratto subverticale, adiacente al paramento.

F_1 viene calcolata con procedimento analogo a quello dello sfilamento esterno (integrazione delle forze tangenziale ultime) mentre ΔF viene calcolato, nell'ipotesi che il tratto in oggetto assuma configurazione semicircolare, dalla relazione:

$$\Delta F = F_1 \times \pi \times f$$

Al valore di forza ultima totale di sfilamento interno verrà applicato un opportuno coefficiente di sicurezza.

2.6.4 ANALISI DI STABILITÀ

Un corretto dimensionamento di una struttura in terra rinforzata implica una scelta opportuna della lunghezza e della spaziatura verticale dei rinforzi, al fine di garantire la stabilità; le analisi di stabilità sono state eseguite in corrispondenza di tutte le sezioni tipologiche descritte inizialmente, per altezze pari a 3.00 m.

Le strutture sono state dimensionate in modo da ottenere fattori di sicurezza sempre maggiori rispetto a quello minimo previsto per le opere miste, in terra ed elementi di rinforzo, (D.M. 11/03/1988); in particolare per le sezioni indicate, la verifica è stata condotta distinguendola in due tipi:

- a) **Stabilità interna:** ossia verifica della lunghezza necessaria e della spaziatura degli elementi di rinforzo tale da garantire che il rilevato rinforzato sia sufficientemente compatto e resistente alle azioni interne provocate dai carichi. Si è assunto in questo caso che le superfici partano dal piede di valle dell'opera e si estendano verso monte fino ad incontrare il profilo del terreno, intersecando totalmente o anche solo parzialmente l'ammasso rinforzato. In quest'ultimo caso si è considerato che la superficie più critica, ossia con fattore di stabilità minimo, non necessariamente si svilupperà interamente all'interno dell'ammasso rinforzato.
- b) **Stabilità globale:** ossia verifica delle dimensioni della massa strutturale nei confronti di scivolamenti più esterni, che possano determinare fenomeni di instabilità più profondi negli strati di terreno. In questo caso, si è assunto che le superfici partano più a valle rispetto al piede dell'opera ed è stata individuata per tentativi la posizione più critica del punto di partenza delle superfici di scivolamento, spostando tale punto verso valle.

I parametri geotecnici utilizzati per eseguire i calcoli di verifica nelle ipotesi di cui sopra sono i seguenti:



- rilevato strutturale: $c' = 5,00 \text{ kPa}$; $\phi' = 20^\circ$; $\gamma = 20 \text{ kN/mc}$;
- terreno in posto (A40) : $c_u = 40,00 \text{ kPa}$; $\phi_u = 0^\circ$; $\gamma = 19 \text{ kN/mc}$

I risultati delle verifiche sono riportati negli allegati (reports di calcolo elaborati dal software Macstars 2000); le analisi sono state condotte utilizzando superfici di rottura circolari ed ove ritenuto necessario (alcune verifiche di stabilità interna) superfici di rottura poligonali.

2.6.5 BIBLIOGRAFIA

- Audora, H.J. “Gabion and Mattress works on main roads in NSW” , Sydney, 1978
- Berg R.R., Anderson R.P., Race R.J., Choverly-Curtis V.E. “Reinforced soil highway slopes, transportation research”, Record n.1288 Geotechnical Eng., Washington DC, 1990
- Bolton M.D. and Pang P.L.R. “Collapse Limit states of reinforced earth retaining walls”, Geotechnique, 1982
- Graig R.F. “Soil mechanic”, Van Nostrand Reinhal Co Ltd, 1983
- Hostetler John L. “Basic Galfan training for steel wire”
- Ingold T.S. “Laboratory pull-out testing of grid reinforcements in sand”, ASTM, geotechnical testing journal , N.3, 1983
- Lo S. C. Robert “Determination of design parameters of a mesh-type soil reinforcement”, Geotechnical testing journal, N.4, 1990
- Lo S.C. Robert “Behaviour of the Terramesh earth retaining system” , Australia, 1989
- Mitchell J.K., Villet W.C.B. “Reinforcement of earth slopes and embankments” , Transportation Research Board, Washington DC, 1987
- US Dept Transportation “Reinforced soil structures”, Vol I and II, 1990

2.7 VERIFICA AL SUPERAMENTO PER SFONDAMENTO

2.7.1 GENERALITÀ

La valutazione degli effetti locali su rilevati sottoposti ad elevati carichi impulsivi è assai complessa perché ad oggi non sono stati bene definiti i fenomeni di dissipazione dell'energia all'interno del rilevato e quelli di collasso strutturale.

Il meccanismo di collasso predominante è quello della perforazione (mentre gli effetti di ribaltamento e di scorrimento sono in prima approssimazione trascurabili); perciò, come parametro progettuale, diviene fondamentale lo spessore del rilevato in terra rinforzata.

Il carico dinamico è generato da forze impulsive che si producono al contatto oggetto-terreno; analogamente a quanto avviene nelle barriere stradali, le curve di carico (F,t) assumono un andamento triangolare con un picco mediano molto più accentuato sui materiali granulari piuttosto che sui materiali coesivi.

Quando un corpo impatta sul terreno, si instaura una pressione di contatto all'interfaccia corpo-terra; se il corpo ha caratteristiche di resistenza superiori a detta pressione (com'è sicuramente nel caso in analisi), penetra nel terreno rompendolo localmente; il corpo si arresta quando l'energia cinetica posseduta all'istante iniziale dell'impatto viene completamente spesa per vincere la resistenza alla penetrazione nel terreno e nella deformazione della massa di terreno adiacente alla zona d'impatto.

L'impatto del veicolo sulla duna genera dunque un forte effetto di punzonamento localizzato; l'impronta lasciata dal corpo impattante sarà prevalentemente associata a deformazioni permanenti, con una trascurabile componente elastica.

Il ruolo del rilevato è quello di arrestare i carichi grazie alla dissipazione di energia cinetica, conseguente al lavoro di spostamento del terreno.

Durante l'impatto si deve quindi poter garantire un sufficiente volume di terreno da deformare senza che vi sia lo sfondamento dello stesso; ai fini pratici si constata comunque che, le esigenze costruttive (agevole compattazione del materiale di riempimento) del rilevato impongono comunque spessori sommitali del rilevato superiori al metro.

Per una stima iniziale, il problema fondamentale è ricondotto alla determinazione della forza impulsiva e della profondità di penetrazione del veicolo durante la fase d'interazione con la barriera; inoltre, in prima istanza, si trascurano gli effetti ai terminali delle opere.

2.7.2 CONSERVAZIONE DELL'ENERGIA

Un calcolo di massima della penetrazione (z) è possibile partendo dalle forze applicate trasversalmente, riportate nel documento *“Tipologie di protezione ferroviaria: relazione illustrativa simulazioni numeriche”* - Doc. A20200DE2EXSC0000077.

Si definisce un “urto di progetto”, sulla base del quale si determina la penetrazione; se si impone la conservazione dell'energia, uguagliando il lavoro di deformazione compiuto dalla forza d'urto con l'energia cinetica posseduta al momento dell'impatto dal veicolo, si avrà:

$$L = F_{media} \cdot z = \frac{1}{2} m \cdot v^2$$

⇓

$$z = \frac{m \cdot v^2}{2 \cdot F_{media}}$$

dove

F_{media} = forza media d'urto

z = profondità di penetrazione

m = massa del veicolo o del suo carico

v = velocità del veicolo o del suo carico al momento dell'impatto

La condizione più gravosa (vedi par.1.6.3), è quella del rimorchio di un veicolo pesante di massa a pieno carico pari a 22000Kg, sviante con velocità pari 99.3Km/h ed un angolo pari a 19.7°; ad esso associata un'energia pari a circa 950kJ.

Nei citati grafici delle forze trasversali sono stati riportati due grandi gruppi di valori per le forze stimate durante l'impatto; vista la deformabilità di strutture come le dune, il valore effettivo della forza tenderà ad avvicinarsi al limite inferiore (Hirsch).

Per l'intero veicolo, sulla base dei valori di energia e forza riportati al par. 1.6.4, si ricava una penetrazione d pari a 1.4m.

Per quanto riguarda il carico, si fa riferimento alla massa di 6500Kg (vedi par. 1.6.3), impattante a seguito dello sganciamento dopo l'urto del veicolo di cui sopra; si ottiene perciò un'energia d'urto pari a circa 280kJ, a cui è associata una forza trasversale d'urto F_{media} pari a circa 300kN ed infine una penetrazione di 0.9m.

Una simile analisi non tiene conto della presenza del rinforzo del terreno; in realtà, il ruolo dei rinforzi è fondamentale, soprattutto nella fase immediatamente successiva all'impatto, in cui

deve essere mantenuta l'efficienza del manufatto anche con il terreno di riempimento in condizioni di resistenza residua.

2.7.3 METODO SEMIEMPIRICO (KAR)

Nella letteratura specializzata il metodo previsionale proposto da Kar (1978) consta in una serie di formule empiriche per la stima della profondità massima di penetrazione dei corpi impattanti; questo procedimento, realizzato sulla base di sperimentazioni per l'analisi degli effetti dei proiettili militari sulle strutture interrato, è di non facile applicazione ai rilevati in terra rinforzata anche perché il parametro chiave identificante il terreno è la sua resistenza a compressione semplice, parametro non di facile definizione per i terreni utilizzati nella costruzione dei rilevati.

Ad ogni modo, si può effettuare un confronto tra i risultati ricavati precedentemente e quelli ottenibili mediante l'applicazione di questo metodo, utilizzato in alcuni casi per la stima della penetrazione nei rilevati paramassi; in particolare si descrive la penetrazione $z = f(Z)$, in cui Z è un parametro di penetrazione, nel seguente modo:

$$\begin{aligned} - Z &= (z/2d)^2 && \text{se } z/d \leq 2 \\ - Z &= (z/d) - 1 && \text{se } z/d \geq 2 \end{aligned}$$

Il parametro Z è ottenibile dalla seguente relazione :

$$Z = \frac{27183}{\sqrt{Y}} \cdot N \cdot \left(\frac{E}{E_s} \right)^{1.25} \cdot \frac{m}{d^{2.31}} \cdot \left(\frac{v}{1000} \right)^{1.25}$$

in cui:

- Y = resistenza a compressione semplice del terreno (kN/mq)
- N = fattore di forma del corpo impattante (compreso tra 1 per un corpo appuntito e 0.72 per un corpo piatto)
- E = modulo di Young del corpo impattante (kN/mq), in questo caso ipotizzato pari a $5 \cdot 10^7$
- E_s = modulo di Young medio dell'acciaio = 206850000 (kN/mq)
- m = massa del corpo impattante (kg)
- v = componente trasversale della velocità di impatto (m/s)
- d = diametro massimo dell'impronta di impatto (cm)

Nei terreni sciolti è difficoltoso definire una resistenza a compressione semplice, perciò si fa riferimento alle condizioni di espansione laterale libera, utilizzando una curva involuppo dei cerchi di Mohr che discende da un criterio di rottura modificato, in modo da tenere conto del contributo dei rinforzi nella resistenza a taglio del terreno di contenimento; si può usare il seguente criterio di rottura raccomandato da Kawamura (2000):

$$\tau = c + \frac{P_r}{A} \cdot (\sin \vartheta \cdot \operatorname{tg} \varphi + \cos \vartheta) + (1 + \beta) \cdot \sigma_n \cdot \operatorname{tg} \varphi$$

in cui:

$c =$ coesione intrinseca del terreno di riempimento (kN/mq)

$P_r =$ resistenza a trazione nel rinforzo (kN)

$A_s =$ area dell'elemento di rinforzo (mq)

$\varphi =$ angolo di attrito interno del terreno di riempimento

$\theta =$ angolo di inclinazione del piano di rottura sull'orizzontale (si può assumere $45^\circ + \varphi/2$)

$\beta =$ coefficiente che consente di tenere conto della resistenza contro la dilatanza (0.2÷0.4)

Assumendo una spaziatura per i rinforzi verticali pari a 0.70 m, si avranno i seguenti valori (vedi par. 2.6.2 e 2.6.4):

$c =$ 5 kN/mq

$P_r / A_s =$ 28.53/0.7 = 40 kN/mq

$\varphi =$ 20°

$\beta =$ 0.3

si ottiene $\tau = 40 + \sigma_n \cdot \tan 25^\circ \rightarrow Y = 125$ kN/mq

Fissando i suddetti valori per il veicolo nella sua interezza e per il solo carico si ottiene la penetrazione nei due casi.

VALORE	INTERO VEICOLO	SOLO CARICO
Y (kN/mq)	125	125
N	1	1
m (kg)	22000	6500
v (m/s)	9.3	9.3
d (cm)	120	110
z (m)	1.5	0.8

Come si può vedere, i risultati sono simili a quelli trovati in modo semplice, applicando il principio di conservazione dell'energia.

2.7.4 CONFRONTO PENETRAZIONE-SPESSORE DUNA

Il piano di applicazione dei carichi, considerate le impronte di carico definite al par. 1.6.5, è ubicato a:

- 1.9m dal p.c. per l'intero veicolo e 2.95m per il solo carico sulle dune alte 3m.

In corrispondenza a questi le larghezze delle dune sono pari a:

- almeno 2.44m (ad 1.90m dal p.c.) e 1.36m (a 2.95m dal p.c.).

Le penetrazioni stimate risultano quindi inferiori ai corrispondenti spessori della duna; inoltre, per le dune paramassi la relazione semi-empirica di Kar si è dimostrata molto conservativa rispetto ad i test dal vero, soprattutto perché il comportamento delle terre rinforzate è migliore in condizioni dinamiche, piuttosto che in quelle statiche.

Nell'ipotesi di comportamento elasto-plastico e di carico dinamico variabile nel tempo, è possibile risalire alla forza impulsiva, sfruttando la penetrazione calcolata con la formula di Kar; è stata suggerita la seguente formula:

$$F_{\max} = K \cdot \frac{m \cdot v}{T}$$

Con $K = 2.022$ e $T = 3.335 \cdot (z/v)$ (T = durata dell'impatto in secondi)

Per il veicolo intero si trova F_{\max} pari a circa 750kN, per il solo carico si ottiene F_{\max} pari a circa 400kN; questi valori sono confrontabili con quelli indicati nei grafici delle Figura 1, Figura 2 e Figura 3 stimati da Hirsch, dove si trovano rispettivamente 900kN e 450kN.

2.8 TERMINALI DUNE

2.8.1 GENERALITÀ

La protezione della linea AV/AC in corrispondenza delle interruzione delle protezioni tipologiche correnti (varchi), dovuta al passaggio di un fosso o canale trasversale, di uno stradello o una strada, viene risolta mediante interventi di protezione puntuali (terminali dune).

Il terminale della duna risulta un punto singolare al quale non è possibile applicare le stesse assunzioni o schemi di calcolo della duna corrente per descrivere il comportamento statico a seguito di un urto.

A questi terminali, visti come elementi di protezione, non è richiesto di rimanere integri durante l'impatto, ma di essere intrinsecamente stabili e di contenere il veicolo impattante; quanto detto vale a maggior ragione perché sono posti in area interclusa ad una distanza non inferiore a 6m dal corpo del rilevato ferroviario.

I terminali delle dune così come rappresentati negli elaborati tipologici, si compongono dunque di una "testata" e di una "zona collaborante" di duna in terra rinforzata, come di seguito indicato:

- la sezione corrente della duna viene chiusa da una "testata" con profilo verticale opportunamente ubicata a garanzia della massima chiusura del "corridoio" del varco ed intestata al di sotto del piano campagna come la duna corrente (min. 0,30 m); tale "testata" potrà essere realizzata con differenti sistemi, come per esempio: gabbioni in rete metallica e pietrame; elementi in c.a.; elementi in terra rinforzata; etc. ;
- la "zona collaborante" della duna in terra rinforzata deve essere opportunamente legata alla "testata" a mezzo di adeguati elementi di collegamento e rinforzata con armatura longitudinale di lunghezza pari all'intera "zona collaborante", in modo da realizzare un elemento unico che possa comportarsi monoliticamente e coinvolgere, in caso di urto, un volume di duna che sia sufficiente per garantire che la protezione non trasli verso la linea AV. La sicurezza allo scorrimento si valuta facendo riferimento ad un piano orizzontale al di sotto della duna.

Al fine di verificare il terminale e determinare la lunghezza di duna collaborante, si considera la componente longitudinale $F_L=2060$ KN del carico totale impattante sul terminale ($F=2190$ kN con un angolo di 20°) applicata nel baricentro G della "testata"; per cui, in una determinata sezione distante L dall'inizio della duna l'equilibrio risulta soddisfatto dall'equazione:

$$F_L = R + (T+C)$$

dove:

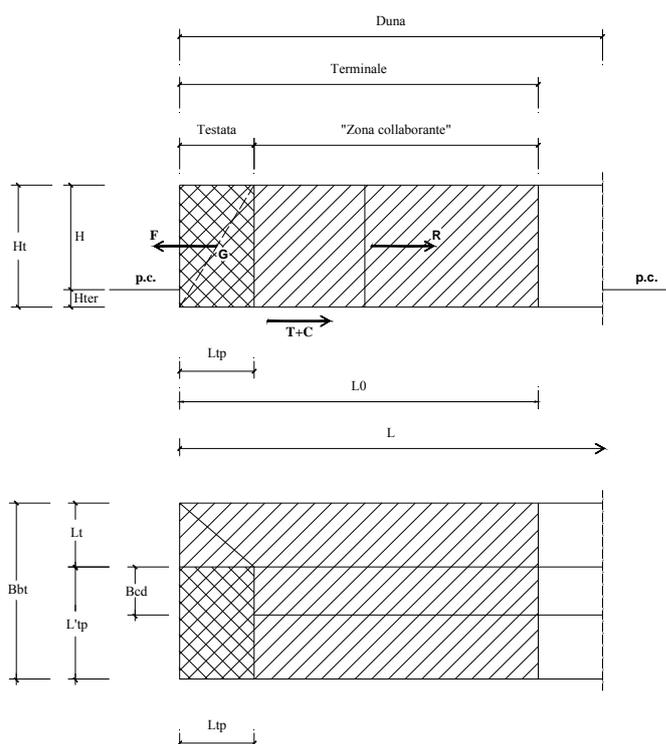
- $T+C$: reazione terreno con riferimento alle forze di attrito e coesione testata+duna / terreno
- R : reazione longitudinale collegamento / armatura longitudinale di rinforzo duna; in tal caso, occorre verificare che la armatura longitudinale non lavori oltre il suo limite (rif. tensione di rottura moltiplicata per l'estensione della armatura in una sezione) e che il collegamento armatura duna – testata sia sufficiente a garantire che la "testata" non venga



strappata nell'impatto (rif. tensione di rottura elemento di collegamento) il tutto con un coefficiente di sicurezza pari a 1,3.

Tale modalità risulta sufficientemente cautelativa, in quanto:

- non vengono considerate le deformazioni che sicuramente avverranno nella parte terminale della duna e che contribuiscono alla dissipazione dell'energia posseduta dal mezzo;
- si verifica che la duna non trasli assolutamente, mentre per i fini che si propone questo studio, un minimo spostamento non creerebbe particolari problemi.



I parametri medi necessari alla verifica saranno così valutati:

Caratteristiche terreno

$\gamma_t =$ Peso specifico = 20 kN/m^3

$\Phi =$ Angolo di attrito interno = 20°

$C_u =$ Coesione (considerando il contributo dei rinforzi, secondo il criterio di rottura raccomandato da Kawamura)

Caratteristiche rinforzi

$f_{am} =$ tensione ammissibile a trazione ($f_{rottura}/1,86$)

$Q =$ quantità totale in sezione (metri) necessaria per il collegamento testata - "zona collaborante"

Caratteristiche geometriche duna

B_{bd}	Larghezza alla base (minimo 30 cm sotto piano campagna)
B_{bt}	Larghezza alla base a piano campagna
B_{cd}	Larghezza cresta
H_{ter}	Spessore minimo interrato = 30cm
H_t	Altezza totale
H	Altezza fuori terra
S_{sd}	Superficie sezione tipo

Caratteristiche geometriche testata

Terra rinforzata

L_{tp}	Sviluppo longitudinale
L'_{tp}	Sviluppo trasversale
W_{tp}	Peso

Gabbioni

γ_g	Peso specifico = 19 kN/m ³
------------	---------------------------------------

Caratteristiche geometriche terminale

L_t	Sviluppo trasversale della porzione in terra armata retrostante la testata.
W_t	Peso della porzione in terra armata retrostante la testata
L_0	Sviluppo longitudinale del terminale (testata + "zona collaborante")

Reazioni Terreno

$$T = [(W_{tp} + W_t) \cdot \tan\Phi] + [(\gamma_t \cdot S_{sd} \cdot (L - L_{tp})) \cdot \tan\Phi]$$

$$C = C_u \cdot (B_{bd} \cdot L)$$

Reazione longitudinale collegamento

R_T = reazione longitudinale all'interfaccia testata-zona di duna collaborante

2.8.2 VERIFICA

La testata è realizzata in gabbioni con rete metallica a maglie esagonali a doppia torsione in filo di acciaio galvanizzato con lega di zinco, caratterizzata da una resistenza a rottura ($f_{rottura}$) pari a 37,1 kN/m. Il gabbione è riempito con pietrame di idonea pezzatura, ad elevato peso specifico, né friabile, né gelivo di dimensioni tali da non fuoriuscire dalla maglia della rete (1,5-2 volte la dimensione della maglia)".

Gli elementi di collegamento testata-duna sono realizzati con geogriglie monodirezionali costituite da un nucleo di filamenti in poliestere, interposte tra ogni fila di gabbioni e su di essi risvoltate. Tali rinforzi sono caratterizzati da una resistenza a rottura ($f_{rottura}$) pari a 200kN/.

In tabella sono riportati i valori dei parametri utilizzati per dimensionare la quantità di rinforzo Q necessaria a realizzare il collegamento testata - “zona di duna collaborante”.

Duna H=3m inclinazione 60°			Duna H=3m inclinazione 60°-90°		
C_u	40	$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	C_u	40	$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
f_{am}	107,5	kN/m	f_{am}	107,5	kN/m
B_{bd}	5,1	m	B_{bd}	3,64	m
B_{bt}	4,76	m	B_{bt}	3,53	m
B_{cd}	1,30	m	B_{cd}	1,80	m
H	3,0	m	H	3,0	m
H_t	3,3	m	H_t	3,3	m
S_{sd}	10,56	m^2	S_{sd}	8,98	m^2
L_{tp}	2	m	L_{tp}	2	m
L'_{tp}	4,76	m	L'_{tp}	3,53	m
W_{tp}	488	kN	W_{tp}	443	kN
L_t	0	m	L_t	0	m
W_t	0	kN	W_t	0	kN
R_T	1474	kN	R_T	1608	kN
L_0	7,3	m	L_0	9,6	m
Q	13,6	m	Q	15	m

2.9 TIPOLOGIE DEI RINFORZI

Nei paragrafi precedenti sono state indicate le caratteristiche prestazionali che le dune in terra rinforzata devono soddisfare; è stata anche esaminata nel dettaglio la tipologia di duna in terra rinforzata con rete metallica appurandone l' idoneità tramite le necessarie verifiche progettuali.

I materiali, le misure e le caratteristiche degli elementi di rinforzo indicati in questo documento sono, come già detto, da considerarsi come esempio applicativo; sono ovviamente utilizzabili altre soluzioni, a cui corrisponda uno standard funzionale, statico e di durabilità equivalente a quello previsto.

A titolo esemplificativo e non esaustivo ulteriori tipologie di dune (p.e. con geogriglie estruse) sono indicate nell'elaborato "SICUREZZA LINEA A.V./A.C. – AREA INTERCLUSA – INFRASTRUTTURE STRADALI – Tipologie di protezione ferroviaria – Dune in terra rinforzata Tipo 2 – Sezioni tipo e particolari" (A20200DE2EXSC0000082).

In tale documento in particolare sono riportate:

- Dune in terra rinforzata con geogriglie estruse in HDPE risvoltate su cassature metalliche in rete elettrosaldata, con terminali realizzati con due ordini di geogriglie perpendicolari e paramento verticale eseguito con pannelli di cls gettati in opera.

Per la descrizione di questa ulteriore alternativa progettuale e le relative verifiche si rimanda all'allegato A3.

3 OPERE IN C.A.

3.1 INTRODUZIONE

In questo capitolo si definiscono le linee guida per la progettazione delle opere di protezione ferroviaria in c.a. nei casi contemplati al par. 1.5.2..

Le verifiche, condotte secondo la classe del presidio (come definita al paragrafo suddetto), sono le seguenti:

- verifica a rottura con criteri analoghi a quelli delle barriere stradali (Hirsch 1970);
- verifica a punzonamento;
- verifica sugli elementi di sezione maggiormente sollecitati;
- verifiche di stabilità globale dei presidi da giunto a giunto (30m);

I criteri di verifica adottati sono i seguenti:

- stati limite ultimi, per il caso A, in cui è comunque esclusa qualsiasi funzione di contenimento del solido ferroviario;
- tensioni ammissibili per i casi B e C.

L'adozione del metodo di verifica agli stati limite ultimi trae origine dalle seguenti riflessioni:

- il manuale di progettazione esecutiva FS, come riportato in Allegato 7 A.I.- al § 1.5.3 "Azioni derivanti da altri vettori - Urti da vettori stradali", richiede la verifica di manufatti ferroviari posti a meno di 5m dal limite viario con azioni trasversali pari al più a 500 kN; l'adozione di carichi in alcuni casi anche superiori a tre volte rispetto a quelli usualmente adottati in ferrovia si può configurare come una condizione di carico a rottura nel quale si adotta un coefficiente amplificativo maggiore di quello previsto per le normali condizioni di verifica agli stati limite ultimi ($\gamma = 1.5$).
- allo stesso paragrafo è inoltre evidenziato che "con la condizione di carico (b), forza orizzontale concentrata di intensità 200/100 kN, andrà eseguita la verifica delle singole parti strutturali accettando danni molto localizzati".

Quando il criterio utilizzato è quello degli stati limite ultimi si adotta nelle verifiche il diagramma tensioni-deformazioni di tipo parabola-rettangolo; il coefficiente moltiplicatore dei carichi (coefficiente di sicurezza) è valutato nell'ipotesi di raggiungimento dello stato limite ultimo considerando N costante.

Per quanto riguarda il contributo favorevole nelle azioni resistenti dei pesi propri delle parti in cls dei muri e del terreno e il contributo sfavorevole del vento ($p = 2.5 \text{ kN/mq}$), per le opere su fondazioni dirette si sono considerati dei coefficienti riduttivi nelle condizioni di carico nel seguente modo (Tabella 6):

CLASSE PRESIDIO	VENTO	PESI PROPRI	SPINTE TERRENI
A	0,6	0,9	0,9
B e C	0,4	0,75	0,6

Tabella 6 – Coefficienti riduttivi dei carichi

Le forze statiche equivalenti da applicare sui presidi sono quelle ricavate al par. 1.6.5; per le impronte di carico ci si riferisce a quanto esposto nel par. 1.6.6, ovvero:

- intero veicolo (presidio di $h = 1.5$ m) = 1.1 x 0.8 m
- intero veicolo (presidio di $h > 1.5$ m) = 1.1 x 1.2 m
- solo carico = 1.1 x 0.3 m

Per le distribuzioni di carico si può operare in prima approssimazione ed a favore di sicurezza con ripartizioni a 45° (valore usuale per il cls) sul piano medio della sezione considerata.

Infine, nelle presenti linee guida, si trascurano gli effetti dovuti agli eventuali urti in corrispondenza dei giunti ed altre situazioni puntuali; al solito simili eventualità sono sicuramente associabili ad un tempo di ritorno incidentale superiore a quello per il quale sono state condotte le analisi che conducono ai carichi considerati nel presente studio.

3.2 MATERIALI

E' previsto l'impiego dei seguenti materiali:

- **CALCESTRUZZO**
 - per elevazione e plinti di fondazione¹ $R_{ck} \geq 37 \text{ N/mm}^2$
- **ACCIAIO**
 - per elevazione e plinti di fondazione stabilimento FeB44k controllato in
 - per pali di fondazione stabilimento FeB38k controllato in

Si è adottato un copriferro minimo di 4 cm.

I valori di calcolo in Kg/cm^2 sono quelli risultanti dai criteri di normativa secondo le seguenti tabelle:

CLS						
R _{ck}	σ_c	f _{cd}	E _c	τ_{c0}	τ_{c1}	f _{ctd}
250	85	129,7	284605	5,33	16,86	10,09
350	110	181,6	336749	6,67	19,71	12,64

Tabella 7 – Valori di calcolo per il calcestruzzo

ACCIAIO		
TIPO	σ_a	f _{yd}
FeB38k	2200	3304
FeB44k	2600	3826

Tabella 8 – Valori di calcolo per l'acciaio

¹ A scopo cautelativo si assume per la classe di cls in esame la resistenza caratteristica di 35 N/mm^2

3.3 VERIFICHE

3.3.1 GENERALITÀ

Questo genere di opere di protezione è costituito da muri in c.a. posti in AI o in adiacenza al rilevato AV, fondate tra due giunti in modo continuo sul terreno; è la soluzione più semplice di presidio in c.a. e può essere, come si è visto, associata o meno alla funzione di contenimento del rilevato ferroviario.

Le opere sono tutte concepite in modo da avere uno spessore in testa di almeno 45cm ed una parete inclinata 1/10, analogamente a quanto generalmente previsto per i muri di sostegno e sottoscarpa del rilevato ferroviario; la fondazione è ipotizzata alta 90cm e di larghezza variabile (min. 4.80m).

E' da evidenziare che, nel caso di opere che fungono anche da contenimento del rilevato ferroviario, nei progetti di dettaglio le suddette tipologie vanno verificate tenendo in considerazione anche questa funzione.

3.3.2 VERIFICA A ROTTURA

Per le opere di presidio con fondazione diretta si è effettuata una verifica a rottura con criteri analoghi a quelli delle barriere stradali pensati da Hirsch nel 1970 (A. Montepara e A. Virgili – “Definizione di un modello di comportamento teorico per il calcolo delle barriere antisvito mediante analisi limite”, su “IIC” del marzo 1990).

La verifica si prefigge dunque di confrontare il carico limite applicabile per portare a completa plasticizzazione l'elemento in c.a. senza peraltro che avvenga lo scavalamento con i carichi agenti trasversalmente; per l'analisi si utilizza la teoria dell'*analisi limite* che permette di valutare il carico ultimo che la struttura è in grado di sopportare prima che il meccanismo di collasso che si innesca la renda labile.

Dalle analisi delle fratture conseguenti alla plasticizzazione di barriere stradali incastrate alla base, si evidenzia che risultano inclinate di un angolo α rispetto al piano orizzontale.

Inoltre, emerge che il punto di applicazione della forza di impatto nelle condizioni più gravose coincide con il bordo superiore della barriera, prevedendo un incastro perfetto alla base; dunque, sia per il caso di impatto del carico che per quello di impatto del veicolo, si considererà in favore di sicurezza solo la porzione di struttura al di sotto del punto di applicazione della forza trasversale.

Un elemento in c.a. sottoposto ad un urto si frattura creando un meccanismo di collasso che si può schematizzare come composizione di tre linee AB-AC-AS di plasticizzazione in cui si concentrano le deformazioni plastiche (Figura 15).

Il meccanismo viene completamente individuato, una volta noto lo spostamento δ del punto centrale in sommità (S) nella direzione di applicazione della forza trasversale, poiché il cinematismo è ad un solo grado di libertà.

Uguagliando il lavoro dei carichi alla dissipazione dell'energia sulle linee di plasticizzazione, in virtù del teorema cinematico dell'analisi limite si ottiene un limite superiore a quello che è effettivamente il carico di collasso.

La determinazione del carico limite è condotta per tutte le opere di presidio su fondazione diretta (classi A, B e C) e non considerando l'eventuale presenza del rilevato ferroviario a tergo.

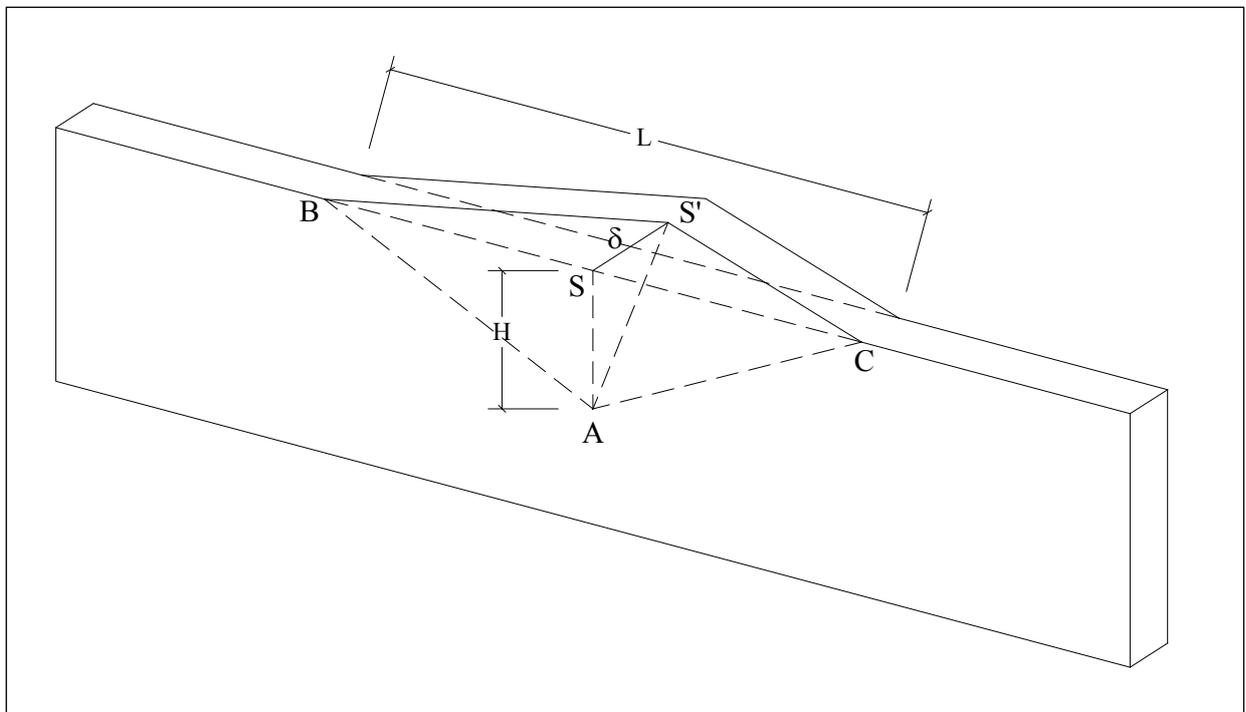


Figura 15 – Linee di plasticizzazione

Per calcolare il carico limite si andrà dunque a fare la seguente *minimizzazione* secondo H ed L:

$$F_u = \min_{H,L} \left| \frac{L^2 + 4H^2}{\left(L - \frac{E}{2}\right) \cdot H} \cdot M_v(H,L) + \frac{4H}{L - \frac{E}{2}} \cdot M_\beta(H) \right|$$

dove:

- H altezza della zona ove ha luogo la plasticizzazione (cm)
- L larghezza della zona ove ha luogo la plasticizzazione (cm)
- E larghezza dell'impronta di carico (assunta pari a 110 cm)

- M_{β} momento ultimo per la linea di plasticizzazione verticale (AS)
- M_{ν} momento ultimo per la linee di plasticizzazione oblique (AB e AC)

con:

$$M_{\beta} = \sigma_{yd} \cdot \frac{A_{sa}}{a} \cdot \left(h - \frac{\sigma_{yd} \cdot A_{sa}}{2 \cdot f_{cd} \cdot a} \right)$$

$$M_{\nu} = \sigma_{yd} \cdot \frac{A_{sc}}{c} \cdot \left(h - \frac{\sigma_{yd} \cdot A_{sc}}{2 \cdot f_{cd} \cdot c} \right)$$

- a interasse ferri orizzontali (cm)
- b interasse ferri verticali (cm)
- A_{sa} sezione ferri orizzontali (cm²)
- A_{sb} sezione ferri verticali (cm²)
- h spessore della parete (cm)

$$e \quad \frac{A_{sc}}{c} = \frac{A_{sa}}{a} \cdot \text{sen}^2 \alpha(H, L) + \frac{A_{sb}}{b} \cdot \text{cos}^2 \alpha(H, L)$$

3.3.3 VERIFICA A PUNZONAMENTO

Oltre alla precedente verifica a rottura, si è effettuata per tutte le protezioni in c.a. un'ulteriore verifica a *punzonamento* analogamente a quanto avviene per i carichi concentrati (plinti degli edifici civili).

Si è considerata una rottura che avviene secondo una superficie tronco-conica con inclinazione a 45° a partire dalle impronte di carico agenti sulla struttura, definite al par. 1.6.6 (Figura 16).

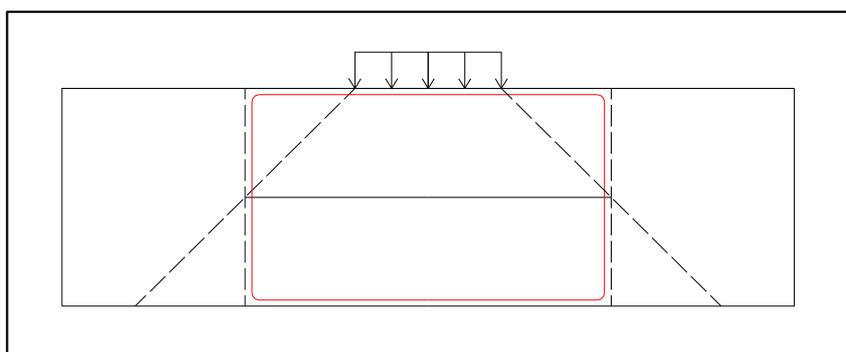


Figura 16 – Punzonamento del presidio

Le tensioni derivanti dall'azione di taglio esercitata dal carico sono date dal rapporto fra la forza d'urto e la superficie S precedentemente definita e vengono verificate secondo quanto segue:

$$\text{Classe B e C: } \tau = \frac{F}{S} \leq 6.67 = \tau_{c0}$$

$$\text{Classe A: } \tau = \frac{F}{S} \leq 12.64 = f_{ctd}$$

Nel caso in cui la verifica non sia soddisfatta, si provvederà ad inserire un'adeguata armatura al taglio; considerata la tipologia della struttura, si può pensare di realizzarla con ferri piegati oppure con tralicci inseriti entro pannelli-cassero prefabbricati (tralicci tipo "bausta").

3.3.4 VERIFICA SUGLI ELEMENTI DI SEZIONE MAGGIORMENTE SOLLECITATI

Per ogni tipologia di protezione individuata è stata condotta una verifica alla base adottando lo schema statico di mensola inflessa, considerando il muro incastrato al piede; si è verificata la condizione più sfavorevole fra l'impatto del veicolo e quello del suo carico (diverse forze a diverse quote di applicazione).

Per calcolare la sollecitazione al piede del muro si è considerata a partire dall'impronta di carico l'usuale distribuzione delle tensioni a 45°; siccome le protezioni non sono a sezione costante, per alcune di queste si è anche effettuata una verifica in sezioni intermedie a causa del loro ridotto spessore rispetto alla base.

Per le protezioni della classe B, ovvero quelle destinate anche al contenimento del solido ferroviario, si è considerato anche l'effetto favorevole del contributo passivo dovuto alla presenza del rilevato ferroviario.

Le verifiche non sono state eseguite per i casi in cui non sia presente l'urto, ovvero nelle situazioni in cui siano le spinte stesse dei rilevati la causa di sollecitazione sul muro.

3.3.5 RIEPILOGO VERIFICHE

Nella Tabella 9 sono riassunti i risultati delle tre verifiche strutturali precedentemente esplicate.

CASO	VERIFICA A ROTTURA								PUNZONAMENTO	FLESS. ALLA BASE	
	F		Arm. Long.		Arm. Vert.		Fu		τ	Φ	passo
	VEICOLO	CARICO	Φ	passo	Φ	passo	VEICOLO	CARICO	CLS		
1	1650	650	16	20	16	20	1860	901	5.7	20	20
2	1600	-	20	20	20	20	1961	-	5.9	24	15
3	1600	650	18	20	18	20	1953	1475	3.3	16	20
4	1600	650	22	20	22	20	1953	1475	3.3	24	15

Tabella 9 – Armature necessarie per le opere in c.a.

Per le strutture appartenenti alla classe C, ovvero per tutte quelle barriere che possono associare, solo parzialmente, la funzione di contenimento del rilevato ferroviario, si è adottato un opportuno incremento delle armature strettamente necessarie per soddisfare la verifica a rottura (nella Tabella 9 sono riportati i carichi ultimi calcolati con le armature minime, mentre le armature indicate nella stessa sono quelle già incrementate, dove necessario).

Per le strutture appartenenti alla classe B, ovvero per tutte quelle barriere che svolgono sicuramente funzione di contenimento del rilevato ferroviario, non si è invece adottato un incremento delle suddette armature, in quanto la verifica convenzionale a rottura non tiene conto della presenza del rilevato ferroviario.

3.3.6 VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE DEI PRESIDI TRA DUE GIUNTI SUCCESSIVI

Per le verifiche di stabilità globale delle barriere si è considerata la parte *continua* di esse, ovvero la porzione delle barriere di protezione che va da giunto a giunto, che contribuisce per intero alla stabilità dell'opera sottoposta ad un carico impulsivo (ipotesi di infinita rigidità torsionale ed assenza di sfondamenti nel presidio).

Le verifiche sono condotte nell'ipotesi di adesione terra-muro nulla sul paramento e tenendo conto del contributo della resistenza passiva laddove presente.

Si esamina quindi l'equilibrio alla TRASLAZIONE nella direzione parallela al piano di fondazione, definendo un coefficiente di sicurezza $\mu_s=1.3$, rapporto tra le componenti delle forze che si oppongono alla traslazione (attrito, adesione e resistenza passiva) e la forza d'urto agente sulla barriera; per la verifica a RIBALTAMENTO si definisce un coefficiente di sicurezza $\mu_r=1.5$ rapporto tra il momento delle forze che si oppongono alla rotazione del muro rispetto al suo piede e quello dovuto alla forza d'urto che invece tende a rovesciare il muro.

Note le forze che sollecitano l'opera di sostegno, si valutano i suddetti coefficienti di sicurezza:

-Traslazione sul piano di posa:

$$\mu_s = \frac{\sum F_v \cdot \text{tg} \delta + c \cdot A + R}{\sum F_h}$$

-Ribaltamento del muro:

$$\mu_s = \frac{\sum F_v \cdot b + R \cdot d}{\sum F_h \cdot h}$$

dove:

F_v = pesi propri;

$\text{tg} \delta$ = coefficiente di attrito terreno-fondazione;

F_h = forza d'urto orizzontale e del vento sull'estensione del muro;

c = coesione;

A = area della fondazione nell'estensione del muro;

R = resistenza passiva;

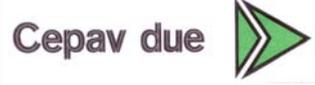
b, h, d = bracci delle F_v, F_h ed S .

Il coefficiente μ_s non è stato considerato vincolante per i presidi appartenenti all'insieme A, ovvero per quelle opere di protezione non adiacenti al rilevato ferroviario, in quanto si sono considerate idealmente libere di traslare nella AI, riponendo cautela nella sola verifica a ribaltamento e considerando un coefficiente di sicurezza $\mu_r = 1$.

Le verifiche di stabilità non sono state considerate rappresentative per i presidi appartenenti alla classe B, in quanto è presente a tergo il rilevato ferroviario.

Le verifiche di stabilità non sono state eseguite per i casi in cui non sia presente l'urto, ovvero nelle situazioni in cui siano le spinte stesse dei rilevati il motivo d'instabilità.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 01-IR-E-16079_02

Progetto
IN05

Lotto
00

Codifica Documento
DE2 E X SC 0000 079

Rev.
0

Foglio
60 di
115

ALLEGATI

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 01-IR-E-16079_02

Progetto
IN05

Lotto
00

Codifica Documento
DE2 E X SC 0000 079

Rev.
0

Foglio
61 di
115

A) VERIFICHE DI STABILITA'

A.1) H = 3.0m SIMMETRICA, INCLINAZIONE = 60°

MAC.ST.A.R.S 2000

Maccaferri STability Analysis of Reinforced Slopes
Officine Maccaferri S.p.A.
Via Agresti 6
40123 Bologna - Italy

Progetto: Duna in terra rinforzata lungo la linea ferroviaria MI-BO
bifacciale, altezza 3 m inclinazione 60°

Sezione:

Località:

Pratica :

Data : 10/09/2002

File: DUNE SVIO CEPVAV_H3_I60_BIF

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

Terreno : S1 Descrizione : Terreno di riempimento
Coesione [KN/m²] : 5.00
Angolo d'attrito [°] : 20.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru)..... : 0.00
Peso specifico sopra falda [KN/m³] : 20.00
Peso specifico in falda [KN/m³] : 20.00

Modulo elastico [KN/m²] : 0.00
Coefficiente di Poisson : 0.30

Terreno : S2 Descrizione : Terreno di fondazione
Coesione [KN/m²] : 40.00
Angolo d'attrito [°] : 0.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru)..... : 0.00
Peso specifico sopra falda [KN/m³] : 19.00
Peso specifico in falda [KN/m³] : 19.00

Modulo elastico [KN/m²] : 0.00
Coefficiente di Poisson : 0.30

PROFILI STRATIGRAFICI**Strato: L1** Descrizione: Terreno esistente

Terreno : S2

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
	-4.00	3.00	3.00	3.00	6.00	3.00	15.00
							3.00

BLOCCHI RINFORZATI**Blocco : B1**

Dati principali [m] : Larghezza = 5.34 Altezza = 3.50
 Coordinate Origine ... [m] : Ascissa = 4.00 Ordinata = 2.50
 Inclinazione paramento [°] : 30.00

Rilevato strutturale - materiale tipo : Argilla
 Rilevato strutturale : S1
 Terreno di riempimento a tergo : S1
 Terreno di copertura : S1
 Terreno di fondazione : S1

Rinforzi :

Maccaferri - Green Terramesh S - 60° - 8/2.2P - 0.70
 Lunghezza [m] = 5.34 Interasse [m] = 0.70 Risvolto [m] = 1.00

PROPRIETA' DEI RINFORZI UTILIZZATI

Maccaferri - Green Terramesh S - 60° - 8/2.2P - 0.70

	Carico di rottura Nominale	
	[KN/m] : 37.09	
	Rapporto di Scorrimento plastico	
	: 2.00	
	Coefficiente di Scorrimento elastico	
	[m ³ /KN]: 1.50e-04	
	Rigidezza estensionale	
	[KN/m] : 927.00	
	Lunghezza minima di ancoraggio	
	[m] : 0.15	
rottura (ghiaia)	Coefficiente di sicurezza alla	: 1.44
out	Coefficiente di sicurezza al Pull-	: 1.10
rottura (sabbia)	Coefficiente di sicurezza alla	: 1.30
out	Coefficiente di sicurezza al Pull-	: 1.10
rottura (limo)	Coefficiente di sicurezza alla	: 1.30
out	Coefficiente di sicurezza al Pull-	: 1.10
rottura (argilla)	Coefficiente di sicurezza alla	: 1.30
out	Coefficiente di sicurezza al Pull-	: 1.10
rinforzo-rinforzo	Coefficiente di interazione	: 0.30
	Coefficiente di interazione	

rinforzo-ghiaia ...	:	0.54
		Coefficiente di interazione
rinforzo-sabbia ...	:	0.45
		Coefficiente di interazione
rinforzo-limo	:	0.30
		Coefficiente di interazione
rinforzo-argilla ..	:	0.20

VERIFICHE**Verifica di stabilità interna :**

Calcolo delle forze nei rinforzi col metodo rigido

Ricerca di superfici circolari critiche col metodo di Janbu

Coefficiente di sicurezza minimo calcolato : 3.991

Intervallo di ricerca delle superfici

punto	Blocco	Segmento di arrivo, ascisse [m]	
		Primo punto	Secondo
	5.00		8.00

Numero punti avvio superfici sul segmento di partenza	:	1
Numero totale superfici di prova	:	1000
Lunghezza segmenti delle superfici	[m]	: 0.20
Angolo limite orario	[°]	: 10.00
Angolo limite antiorario	[°]	: 0.00

Blocco : B1

Maccaferri - Green Terramesh S - 60° - 8/2.2P - 0.70

Rapporto forza/resistenza nei rinforzi

Y [m]	Fmax
0.70	0.768
1.40	0.439
2.10	0.065

Verifica di stabilità globale :

Calcolo delle forze nei rinforzi col metodo rigido

Ricerca di superfici circolari critiche col metodo di Janbu

Coefficiente di sicurezza minimo calcolato : 7.646

Intervallo di ricerca delle superfici

Segmento di partenza, ascisse [m]	Segmento di arrivo, ascisse [m]	Segmento di partenza, ascisse [m]		Segmento di arrivo, ascisse [m]	
		Primo punto	Secondo punto	Primo punto	Secondo punto
		-4.00	4.00	9.50	12.00

Numero punti avvio superfici sul segmento di partenza	:	10
Numero totale superfici di prova	:	2000
Lunghezza segmenti delle superfici	[m]	: 1.00
Angolo limite orario	[°]	: 0.00
Angolo limite antiorario	[°]	: 0.00

Blocco : B1

Maccaferri - Green Terramesh S - 60° - 8/2.2P - 0.70

Rapporto forza/resistenza nei rinforzi

Y [m]	Fmax
0.00	0.030

Verifica di stabilità interna :

Calcolo delle forze nei rinforzi col metodo rigido

Ricerca delle superfici critiche col metodo di Janbu

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 01-IR-E-16079_02

Progetto

IN05

Lotto

00

Codifica Documento

DE2 E X SC 0000 079

Rev.

0

Foglio

64 di
115

Coefficiente di sicurezza minimo calcolato : 3.109

Intervallo di ricerca delle superfici

Blocco Segmento di arrivo, ascisse [m]

Primo punto

Secondo

punto

5.00

8.00

Numero punti avvio superfici sul segmento di partenza : 1

Numero totale superfici di prova : 3000

Lunghezza segmenti delle superfici [m] : 1.50

Angolo limite orario [°] : 10.00

Angolo limite antiorario [°] : 0.00

Blocco : B1

Maccaferri - Green Terramesh S - 60° - 8/2.2P - 0.70

Rapporto forza/resistenza nei rinforzi

Y [m]

Fmax

0.70

0.768

1.40

0.359

2.10

0.089

A.2) H = 3.0m, INCLINAZIONE DIFFERENZIATA = 60°/GABBIONI**MAC.ST.A.R.S 2000**

Maccaferri STability Analysis of Reinforced Slopes
Officine Maccaferri S.p.A.
Via Agresti 6
40123 Bologna - Italy

Progetto: Duna in terra rinforzata lungo la linea ferroviaria MI-BO
bifacciale, altezza 3 m inclinazione 90°-60°

Sezione:

Località:

Pratica :

Data : 10/09/2002

File: DUNE SVIO CEPVAV_H3_I90-60_BIF

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

Terreno : S1 Descrizione : Terreno di riempimento
 Coesione [KN/m²] : 5.00
 Angolo d'attrito [°] : 20.00
 Rapporto di pressione interstiziale (Ru)..... : 0.00
 Peso specifico sopra falda [KN/m³] : 20.00
 Peso specifico in falda [KN/m³] : 20.00

Modulo elastico [KN/m²] : 0.00
 Coefficiente di Poisson : 0.30

Terreno : S2 Descrizione : Terreno di fondazione
 Coesione [KN/m²] : 40.00
 Angolo d'attrito [°] : 0.00
 Rapporto di pressione interstiziale (Ru)..... : 0.00
 Peso specifico sopra falda [KN/m³] : 19.00
 Peso specifico in falda [KN/m³] : 19.00

Modulo elastico [KN/m²] : 0.00
 Coefficiente di Poisson : 0.30

Terreno : S3 Descrizione : Riempimento Gabbioni
 Coesione [KN/m²] : 0.00
 Angolo d'attrito [°] : 40.00
 Rapporto di pressione interstiziale (Ru)..... : 0.00
 Peso specifico sopra falda [KN/m³] : 16.00
 Peso specifico in falda [KN/m³] : 16.00

Modulo elastico [KN/m²] : 0.00
 Coefficiente di Poisson : 0.30



PROFILI STRATIGRAFICI

Strato: L1

Descrizione: Terreno esistente

Terreno : S2

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
	-4.00	3.00	3.00	3.00	6.00	3.00	7.10	3.00
	15.00	3.00						

Strato: L2

Descrizione: fittizio1

Terreno : S1

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	
	[m]							
	4.00	3.00	4.30	6.00	4.50	6.02	5.50	6.02
	7.10	3.00						

BLOCCHI RINFORZATI

Blocco : B1

Dati principali [m] : Larghezza = 2.00 Altezza = 2.00
 Coordinate Origine ... [m] : Ascissa = 4.00 Ordinata = 3.00
 Inclinazione paramento [°] : 0.00

Terreno riempimento gabbioni : S3
 Rilevato strutturale - materiale tipo : Argilla
 Rilevato strutturale : S1
 Terreno di riempimento a tergo : S1
 Terreno di copertura : S1
 Terreno di fondazione : S1

Rinforzi :

Maccaferri - Terramesh System - 8/2.2P - 0.50

Lunghezza [m] = 2.00 Gabbione [m] : Altezza = 0.50 Larghezza = 1.00

Blocco : B3

Dati principali [m] : Larghezza = 1.50 Altezza = 1.50
 Coordinate Origine ... [m] : Ascissa = 7.40 Ordinata = 3.00
 Inclinazione paramento [°] : 30.00

Rilevato strutturale - materiale tipo : Argilla
 Rilevato strutturale : S1
 Terreno di riempimento a tergo : S1
 Terreno di copertura : S1
 Terreno di fondazione : S1

Rinforzi :

Maccaferri - Terramesh Verde - 8/2.2P - 0.50

Lunghezza [m] = 1.50 Interasse [m] = 0.50 Risvolto [m] = 1.00

Blocco : B4

Dati principali [m] : Larghezza = 1.00 Altezza = 1.50
 Arretramento [m] = 0.00 da B3
 Inclinazione paramento [°] : 30.00

Rilevato strutturale - materiale tipo : Argilla
 Rilevato strutturale : S1

Terreno di riempimento a tergo : S1
 Terreno di copertura : S1
 Terreno di fondazione : S1

Rinforzi :

Maccaferri - Terramesh Verde - 8/2.2P - 0.50

Lunghezza [m] = 1.00 Interasse [m] = 0.50 Risvolto [m] = 1.00

Blocco : B2

Dati principali [m] : Larghezza = 1.20 Altezza = 1.00

Arretramento [m] = 0.00 da B1

Inclinazione paramento [°] : 0.00

Terreno riempimento gabbioni : S3
 Rilevato strutturale - materiale tipo : Argilla
 Rilevato strutturale : S1
 Terreno di riempimento a tergo : S1
 Terreno di copertura : S1
 Terreno di fondazione : S1

Rinforzi :

Maccaferri - Terramesh System - 8/2.2P - 0.50

Lunghezza [m] = 1.20 Gabbione [m] : Altezza = 0.50 Larghezza = 1.00

PROPRIETA' DEI RINFORZI UTILIZZATI

Maccaferri - Terramesh System - 8/2.2P - 0.50

Carico di rottura Nominale
[KN/m] : 37.09Rapporto di Scorrimento plastico
: 2.00Coefficiente di Scorrimento elastico
[m³/KN]: 1.50e-04Rigidezza estensionale
[KN/m] : 927.00Lunghezza minima di ancoraggio
[m] : 0.15

rottura (ghiaia)	Coefficiente di sicurezza alla	: 1.44
out	Coefficiente di sicurezza al Pull-	: 1.10
rottura (sabbia)	Coefficiente di sicurezza alla	: 1.30
out	Coefficiente di sicurezza al Pull-	: 1.10
rottura (limo)	Coefficiente di sicurezza alla	: 1.30
out	Coefficiente di sicurezza al Pull-	: 1.10
rottura (argilla)	Coefficiente di sicurezza alla	: 1.30
out	Coefficiente di sicurezza al Pull-	: 1.10
rinforzo-rinforzo	Coefficiente di interazione	: 0.30
rinforzo-ghiaia ...	Coefficiente di interazione	: 0.54

rinforzo-sabbia ...	Coefficiente di interazione :	0.45
rinforzo-limo	Coefficiente di interazione :	0.30
rinforzo-argilla ..	Coefficiente di interazione :	0.20
Maccaferri - Terramesh Verde - 8/2.2 P		
.....	Carico di rottura Nominale	[KN/m] : 37.09
	Rapporto di Scorrimento plastico	: 2.00
	Coefficiente di Scorrimento elastico	[m ³ /KN]: 1.50e-04
	Rigidezza estensionale	[KN/m] : 927.00
	Lunghezza minima di ancoraggio	[m] : 0.15
rottura (ghiaia)	Coefficiente di sicurezza alla	: 1.44
out	Coefficiente di sicurezza al Pull-	: 1.10
rottura (sabbia)	Coefficiente di sicurezza alla	: 1.30
out	Coefficiente di sicurezza al Pull-	: 1.10
rottura (limo)	Coefficiente di sicurezza alla	: 1.30
out	Coefficiente di sicurezza al Pull-	: 1.10
rottura (argilla)	Coefficiente di sicurezza alla	: 1.30
out	Coefficiente di sicurezza al Pull-	: 1.10
rinforzo-rinforzo	Coefficiente di interazione	: 0.30
rinforzo-ghiaia ...	Coefficiente di interazione	: 0.54
rinforzo-sabbia ...	Coefficiente di interazione	: 0.45
rinforzo-limo	Coefficiente di interazione	: 0.30
rinforzo-argilla ..	Coefficiente di interazione	: 0.20

VERIFICHE**Verifica di stabilità interna :**

Calcolo delle forze nei rinforzi col metodo rigido

Ricerca di superfici circolari critiche col metodo di Janbu

Coefficiente di sicurezza minimo calcolato : 2.674

Intervallo di ricerca delle superfici

	Blocco	Segmento di arrivo, ascisse [m]	
punto	B1	Primo punto	Secondo
	5.00	7.00	
Numero punti avvio superfici sul segmento di partenza			: 1
Numero totale superfici di prova			: 1000
Lunghezza segmenti delle superfici			[m] : 0.10



Doc. N. 01-IR-E-16079_02

Progetto

IN05

Lotto

00

Codifica Documento

DE2 E X SC 0000 079

Rev.

0

Foglio

69 di
115

Angolo limite orario [°] : 10.00
 Angolo limite antiorario [°] : 0.00

Blocco : B3

Maccaferri - Terramesh Verde - 8/2.2 P

Rapporto forza/resistenza nei rinforzi

Y [m]	Fmax
0.50	0.121

Verifica di stabilità interna :

Calcolo delle forze nei rinforzi col metodo rigido

Ricerca delle superfici critiche col metodo di Janbu

Coefficiente di sicurezza minimo calcolato : 2.404

Intervallo di ricerca delle superfici

punto	Blocco		Segmento di arrivo, ascisse [m]	
	B1		Primo punto	Secondo
		4.50		7.00

Numero punti avvio superfici sul segmento di partenza : 1

Numero totale superfici di prova : 1000

Lunghezza segmenti delle superfici [m] : 1.00

Angolo limite orario [°] : 10.00

Angolo limite antiorario [°] : 0.00

Blocco : B1

Maccaferri - Terramesh System - 8/2.2P - 0.50

Rapporto forza/resistenza nei rinforzi

Y [m]	Fmax
0.50	0.402
1.00	0.202
1.50	0.084

Blocco : B4

Maccaferri - Terramesh Verde - 8/2.2 P

Rapporto forza/resistenza nei rinforzi

Y [m]	Fmax
0.50	0.146

A.3) DUNE IN TERRA RINFORZATA - TIPO 2 (con geogriglie in polietilene ad alta densità HDPE)

GENERALITA'

La realizzazione di manufatti in terra rinforzata con geogriglie può essere effettuata con schemi e modalità differenti; considerata l'altezza delle opere e la necessità di realizzare un paramento di facciata molto acclive, l'opera verrà realizzata con la tecnica del "wrap-around" che consiste nel rivoltare il geosintetico di rinforzo attorno alla facciata dell'opera. Si prevede inoltre l'impiego di cassetture metalliche costituite da fogli di rete elettrosaldata maglia 15 cm x 15 cm, ϕ 8 mm, opportunamente sagomate.

Le geogriglie estruse in HDPE che vengono indicate per l'intervento in oggetto hanno un comportamento elasto-plasto-viscoso, tale da reagire ad un carico applicato velocemente con un aumento del modulo elastico; nel caso di carichi di brevissima durata, come per un impatto, i fenomeni di creep non intervengono, per cui l'intera resistenza a trazione delle geogriglie (per di più a modulo più elevato che nei casi statici) può essere mobilitata.

I materiali indicati sono geosintetici a struttura aperta (geogriglie), capaci di trasmettere sforzi non solo per attrito, ma anche sfruttando l'incastro delle particelle del terreno nelle aperture della maglie. Il prodotto è realizzato con un polimero resistente ad attacchi chimici, biologici e non subisce riduzioni delle proprie caratteristiche meccaniche a seguito di compattazione. La giunzione tra fili è di tipo rigido, per consentire una effettiva trasmissione degli sforzi dai fili trasversali a quelli longitudinali.

Le geogriglie di rinforzo sono pertanto di tipo mono-orientate (cioè caratterizzate da una resistenza a trazione maggiore in una direzione); sono prodotte per estrusione in polietilene ad alta densità (HDPE), e successivamente stirate in direzione longitudinale.

Ai fini del calcolo, le resistenze di progetto sono state calcolate come suggerito dalla normativa americana GRI (Geosynthetic Research Institute) GG1, GG2 e GG3. In particolare, secondo la suddetta normativa, la resistenza ammissibile è determinata applicando opportuni Fattori di Sicurezza parziali alla resistenza di progetto a lungo termine (LTDS).

$$P_{amm} = \frac{LTDS}{(FS_{giunzione} \cdot FS_{chimico} \cdot FS_{biologico} \cdot FS_{danni\ ambientali})} \quad (1)$$

La Resistenza di Progetto a Lungo Termine (LTDS) è ricavata in base a prove accelerate di creep di trazione eseguite a 10°, 20° e 40°C mediante estrapolazione dei risultati a 120 anni.

A partire dalla resistenza di picco, i valori di resistenza a lungo termine previsti nel progetto secondo un criterio di "creep strain" (cioè, secondo l'Eurocodice 7, lavorando con sollecitazioni ammissibili di esercizio e non con sollecitazioni ultime) sono indicati in Tab. 1.

Resistenza di picco	Resistenza a lungo termine
----------------------------	-----------------------------------

(kN/m)	(kN/m)
45	18.6

Tab. 1: Resistenza a lungo termine delle geogriglie

I fattori di sicurezza chimico (FS_{chimico}) e biologico ($FS_{\text{biologico}}$) per le geogriglie utilizzate sono pari a 1.00, in quanto la tecnologia costruttiva ed i materiali sono tali da garantire contro il rischio di danneggiamento a seguito di aggressione chimica o biologica (le geogriglie in HDPE sono chimicamente e biologicamente inerti). Tali geogriglie sono risultate essere resistenti all'attacco di micro organismi (batteri aerobi ed anaerobi, funghi ed alghe) e macro organismi (roditori e termiti).

Dal momento che le geogriglie sono progettate sulla base della loro LTDS, esse non sono mai soggette a forze di trazione maggiori della LTDS stessa. Pertanto la resistenza delle giunzioni R_j deve essere uguale perlomeno alla LTDS moltiplicata per un opportuno Fattore di Sicurezza $FS_{\text{GIUNZIONE}}$:

$$R_j > R_{PLT} \times FS_{\text{GIUNZIONE}} \quad (2)$$

dove $FS_{\text{GIUNZIONE}}$ può essere ragionevolmente assunto pari a 1.50.

Per le geogriglie utilizzate, le resistenze delle giunzioni sono indicate in Tab. 2

Resistenza di picco geogriglia (kN/m)	Resistenza delle giunzioni (kN/m)
45	36.0

Tab. 2: Resistenza delle giunzioni delle geogriglie

Le prove di trazione vengono eseguite “attraverso le giunzioni”, ossia inserendo l'intera giunzione nei morsetti del tensiometro; se è verificata l'equazione (2) il Fattore di Sicurezza $FS_{\text{GIUNZIONE}}$ per la resistenza delle giunzioni, come prescritto dalla normativa GRI-GG4, può essere assunto uguale a 1.00 nell'equazione (1).

Quando il materiale di riempimento, specialmente se caratterizzato da elementi a spigolo vivo, viene sparso sulle geogriglie e compattato, le geogriglie possono subire danneggiamenti dovuti al punzonamento e all'abrasione da parte dell'aggregato. Ogni tipo di geogriglia subisce un diverso livello di danneggiamento, che può essere valutato per mezzo di prove di trazione eseguite su campioni danneggiati e non danneggiati. Considerata la natura del terreno che si prevede di impiegare, è possibile assumere come unitari tutti i fattori di sicurezza parziali, ed ammettere come tensione ammissibile di progetto la resistenza a lungo termine delle geogriglie stesse.

Per quanto riguarda le caratteristiche dei terreni di riempimento si rimanda al capitolo 2.4.

Il terminale delle dune (rif. capitolo 2.8) è realizzato in terra armata con due ordini perpendicolari di geogriglie in polietilene ad alta densità, caratterizzate da una resistenza a rottura (f_{rottura}) pari a 120 kN/m (geogriglie longitudinali) e 45 kN/m (geogriglie trasversali). Per poter realizzare l'ancoraggio su tutte le facce del terminale senza causare la sovrapposizione delle geogriglie, onde evitare di creare strati in cui è ridotta la possibilità di interazione terreno-geogriglia, per eccessiva sovrapposizione di strati di rinforzo, è opportuno sfalsare la spaziatura dei rinforzi di 25 cm sulle facce mutuamente ortogonali della testata.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 01-IR-E-16079_02

Progetto

IN05

Lotto

00

Codifica Documento

DE2 E X SC 0000 079

Rev.

0

Foglio

72 di
115

Il paramento verticale è realizzato in pannelli in calcestruzzo gettati in opera (spessore 20 cm), ancorati al terreno di riempimento mediante ganci uncinati in acciaio.

TIPOLOGIE PREVISTE

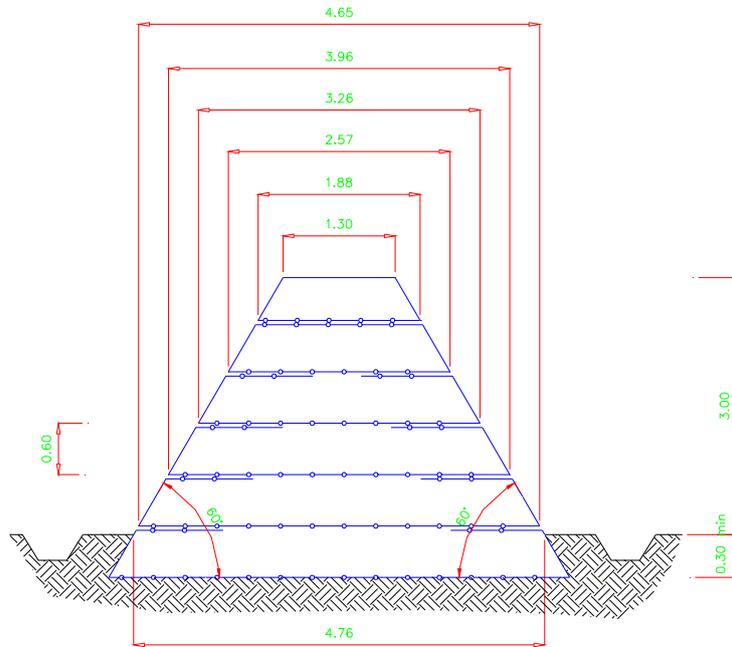
Sono state inserite due diverse tipologie di dune in terra rinforzata, in particolare:

- A) Simmetrica, di altezza dal p.c. pari a 3m ed inclinazione pari a 60°, destinata alla protezione del veicolo nella sua interezza e del solo carico;
- B) Di altezza dal p.c. pari a 3m ad inclinazione differenziata 60°- 90°, destinata alla protezione del veicolo nella sua interezza e del solo carico;

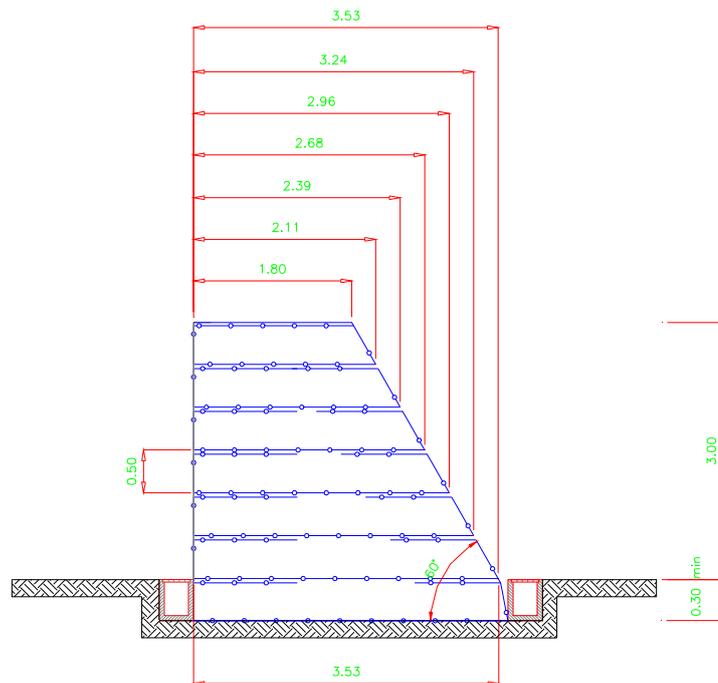
con sezioni tipo riportate nel seguito.

Per maggiori dettagli si rimanda all'elaborato "Sicurezza Linea AV- Area Interclusa – Infrastrutture Stradali - Tipologie di protezione ferroviaria - Dune in terra rinforzata Tipo 2 - Sezioni tipo e particolari" (A20200DE2EXSC0000082).

H=3m INCLINAZIONE 60°



H=3m INCLINAZIONE 90°/60°



VERIFICHE

In linea generale, il progetto della duna soggetta all'impatto di un veicolo o del suo carico è basato sui seguenti elementi fondamentali:

- una valutazione della geometria dell'intervento, in termini di estensione longitudinale, altezza ed effetto dell'installazione dell'opera sulle traiettorie dei veicoli
(*Verifica al superamento per proiezione*);
- una verifica circa la stabilità interna del rilevato dal punto di vista statico
(*Verifica della stabilità del rilevato*);
- un calcolo della profondità di penetrazione del veicolo o del suo carico, all'interno del rilevato, in modo da garantire un sufficiente volume di terreno da deformare senza che peraltro si produca l'attraversamento del rilevato stesso
(*Verifica al superamento per sfondamento*).
- una verifica circa il terminale delle dune per quanto riguarda il collegamento testata-“zona di duna collaborante”
(*Verifica terminale*).

I parametri geotecnici utilizzati per eseguire i calcoli di verifica nelle ipotesi di cui sopra sono i seguenti:

- rilevato strutturale: $c' = 5,00 \text{ kPa}$; $\Phi' = 20^\circ$; $\gamma = 20 \text{ kN/mc}$;
- terreno in posto (A40) : $c_u = 40,00 \text{ kPa}$; $\Phi_u = 0^\circ$; $\gamma = 19 \text{ kN/mc}$

Calcestruzzo

tipo Rck 30 $R_{ck} > 30 \text{ N/mm}^2$

Acciaio per pannelli in rete metallica elettrosaldata

tipo Fe B 38 K. $f_{tk} > 450 \text{ N/mm}^2$ $f_{yk} > 375 \text{ N/mm}^2$

Geogriglie estruse, mono-orientate in HDPE

Terminale: $f_{rottura} = 120 \text{ kN/m}$ $f_{lungo\ termine} = 49,2 \text{ kN/m}$

Sezione Tipo: $f_{rottura} = 45 \text{ kN/m}$ $f_{lungo\ termine} = 18,6 \text{ kN/m}$

VERIFICA AL SUPERAMENTO PER PROIEZIONE

Per la verifica in esame si fa riferimento a quanto riportato nel capitolo 2.5.

VERIFICA DELLA STABILITÀ DEL RILEVATO

(rif. capitoli 2.6.1 e 2.6.4)

STABILITÀ INTERNA

Per qualunque materiale esiste un angolo di inclinazione limite del pendio β_{lim} a cui un pendio non rinforzato può essere costruito con sicurezza. Per il caso di materiale incoerente e secco, l'angolo di inclinazione limite è uguale all'angolo di attrito interno del terreno:

$$\beta_{lim} = \phi$$

Un pendio con inclinazione maggiore di quella limite si definisce pendio ripido, per realizzare il quale è necessario aggiungere alcune forze addizionali per mantenere l'equilibrio.

Il metodo più facile consiste nella posa di alcuni strati di rinforzo. Le forze che devono essere applicate al terreno per mantenere l'equilibrio possono essere sommate in una forza globale che agisce nella direzione orizzontale che è poi la direzione dei rinforzi.

Le forze addizionali richieste per l'equilibrio di un pendio ripido, con un adeguato margine di sicurezza rispetto ad ogni potenziale meccanismo di rottura, possono essere determinate con un'analisi di equilibrio limite. Essa consiste nel considerare le possibili superfici di rottura e nel confrontare, per ognuna di esse, le forze attive con le forze di attrito. Il fattore di sicurezza è calcolato come rapporto tra la massima forza di taglio fornita dal terreno prima della rottura e la forza di taglio sviluppata sulla superficie considerata.

Per determinare la spinta è necessario, come detto, conoscere la forma della superficie di rottura. Superfici con forme complesse comportano analisi molto prossime alla realtà, ma sicuramente oneri di calcolo superiori.

Il programma di calcolo utilizzato (ReSlope) ricerca superfici di scivolamento con forma di spirale logaritmica.

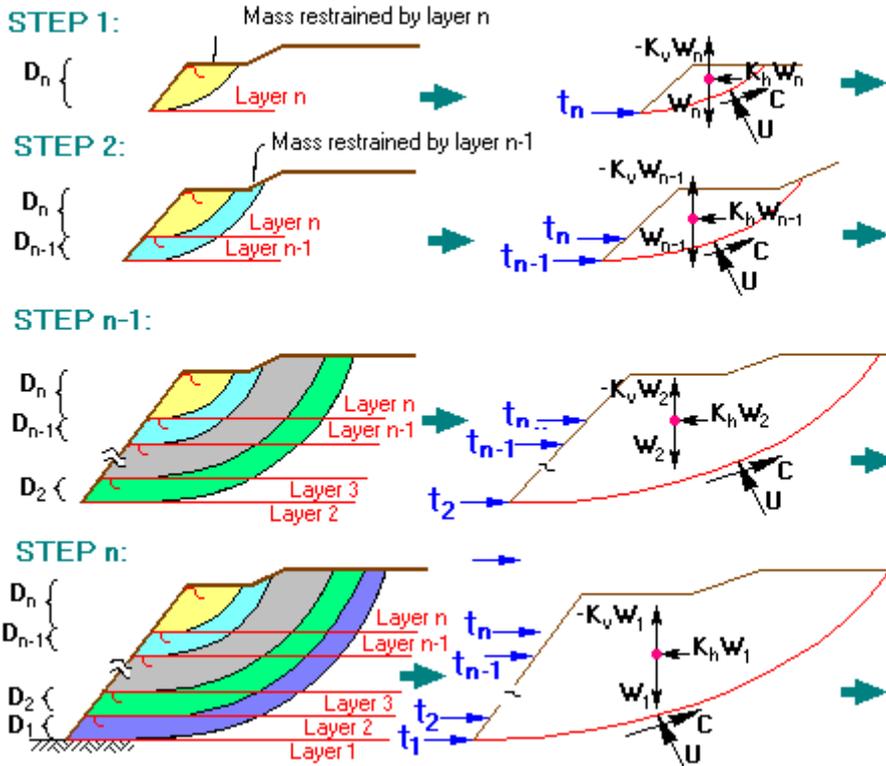
Per ciascuna superficie uscente da un prefissato punto, viene determinato il rapporto tra il momento instabilizzante, provocato dal peso proprio del terreno, dai sovraccarichi, dalle azioni sismiche (applicate nel baricentro della massa identificata dalla spirale logaritmica) e della pressione interstiziale, ed il momento resistente, dato dalla resistenza a taglio del terreno e dalla reazione delle geogriglie.

Secondo la teoria dell'equilibrio limite, tale rapporto deve assumere il valore unitario quando siano stati applicati gli opportuni fattori di sicurezza alle forze resistenti.

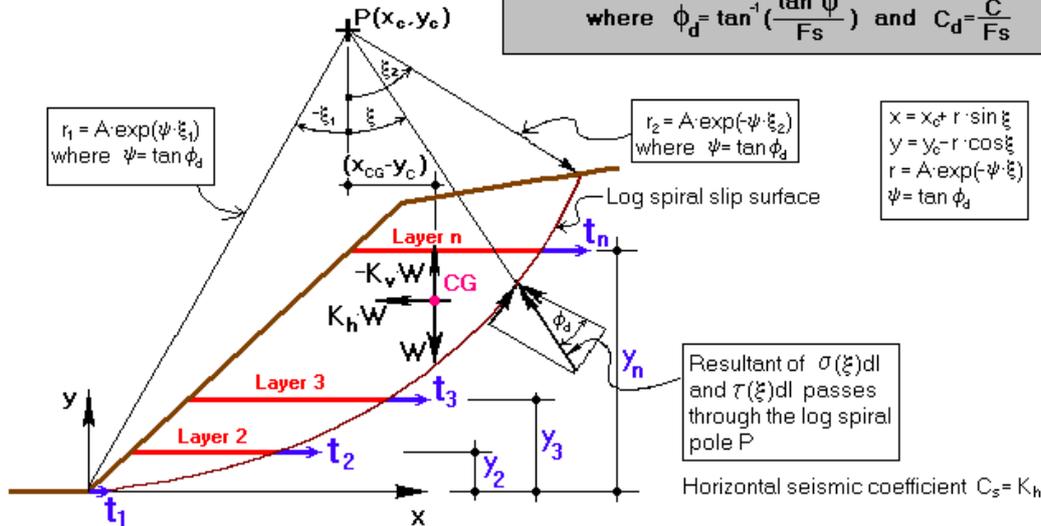
La prima superficie di rottura viene calcolata a partire dall'estremità esterna della geogriglia superiore. La resistenza a trazione delle geogriglie necessaria per garantire un prefissato fattore di sicurezza all'opera viene determinata per ciascuna superficie di rottura passante per l'estremità esterna della geogriglia stessa.

La superficie di rottura che richiede la resistenza a trazione maggiore è identificata come critica.

La verifica viene ripetuta per cerchi di rottura passanti per l'estremità della geogriglia immediatamente al di sotto, considerando come forza resistente anche l'azione del rinforzo superiore.



DESIGN STRENGTH PARAMETERS OF SOIL: ϕ_d, C_d
 where $\phi_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \phi}{F_s} \right)$ and $C_d = \frac{C}{F_s}$



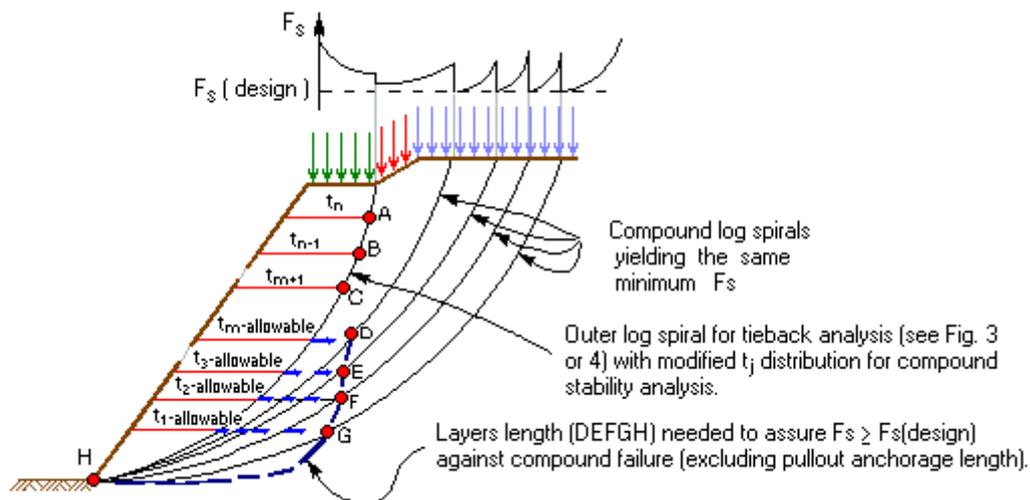
Moment about P is independent of $\sigma(\xi)$ distribution over the log spiral and therefore, can be written explicitly without resorting to assumptions in statics :

$$\left(+ \sum M_P = 0 : W(1+K_v)(x_{CG}-x_c) + K_h W(y_c - y_{CG}) - C_d \int (x-x_c) dy - C_d \int (y_c - y) dx + \int u(x-x_c) dx - \int u(y_c - y) dy - \sum_{j=1}^n t_j (y_c - y_j) = 0 \right.$$

La superficie di rottura passante per il piede del pendio identifica la cosiddetta zona “attiva” del pendio stesso, cioè la parte del pendio che potenzialmente può essere soggetta a scivolamento. Tale linea identifica in pratica il confine tra la zona “stabile”, a tergo della linea, e quella “instabile”. Ovviamente affinché i rinforzi possano garantire la resistenza a trazione calcolata in

precedenza essi devono essere sufficientemente ancorati nel terreno stabile; in pratica la “coda” del rinforzo deve penetrare all’interno del terreno “stabile” di un tratto tale da assicurarne l’ancoraggio con un opportuno fattore di sicurezza.

Come detto, la superficie di rottura critica passante per il piede è caratterizzata dalla forza massima. Superfici che sono esterne ad essa (cioè più profonde) non sono critiche, ma possono tuttavia richiedere delle lunghezze di ancoraggio maggiori. Per questo motivo viene considerato un secondo possibile meccanismo di rottura, identificato come rottura composta.



E' importante sottolineare come la resistenza a trazione calcolata con la verifica di stabilità interna è solitamente molto minore rispetto a quella effettivamente disponibile t_{allow} ; nota la sommatoria delle resistenze necessarie, ottenute dall'analisi di stabilità interna, si impone che tale forza sia garantita dalle sole geogriglie al piede. In pratica, detta T la sommatoria delle resistenze t_j calcolate, si ipotizza che le prime m geogriglie al piede assorbano tutta la forza T (cioè, si impone che la sommatoria delle prime m t_{allow} resistenze sia maggiore o uguale a T). Si calcola quindi la lunghezza di ancoraggio per queste prime m geogriglie, che si ipotizzano sollecitate al massimo delle loro risorse, e si ammette per le restanti geogriglie che esse debbano soddisfare la sola stabilità interna.

Terminata la verifica di stabilità interna propriamente detta e la verifica di stabilità composta, viene effettuata una verifica a scivolamento del blocco rinforzato lungo la prima geogriglia, ed una verifica di stabilità globale (con il metodo di Bishop), considerando il cerchio critico tra quelli passanti per l'estremità interna della prima geogriglia. I risultati dei calcoli sono presentati nei tabulati allegati.

Per maggiori dettagli si rimanda all'annesso 1b.

VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

Le verifiche di stabilità sono state effettuate con il programma PCSTABL 6M, sviluppato dalla Purdue University.

Il programma ricerca, secondo il metodo di Bishop modificato, quale sia la superficie di scivolamento circolare caratterizzata dal minore fattore di sicurezza globale, fissati due intervalli entro cui le superfici circolari di rottura devono avere inizio e fine.

L'azione delle geogriglie viene conteggiata come una coppia stabilizzante la cui misura è data dalla resistenza della geogriglia nel punto in cui la stessa intercetta la superficie di rottura circolare investigata moltiplicata per il braccio di tale resistenza (pari quindi alla distanza dal centro del cerchio delle geogriglie stesse).

La resistenza a trazione delle geogriglie utilizzata nei calcoli equivale alla resistenza a trazione a lungo termine. L'andamento della resistenza a trazione della geogriglia di rinforzo lungo il tratto di geogriglia è costante a partire dalla facciata fino ad una distanza pari a 0.30 m dall'estremità interna; di qui la resistenza utilizzata dal programma nel caso in cui il cerchio intersechi il rinforzo discende fino a 0.

Questa riduzione triangolare della resistenza a trazione del rinforzo simula la presenza, in coda al rinforzo, di un "tratto ancorante", necessario per evitare lo sfilamento del rinforzo stesso.

Sebbene potrebbe sembrare che tale tratto ancorante dovrebbe essere presente anche in facciata, questo non è necessario, in quanto le geogriglie in tale posizione sono risvoltate, e non sono quindi soggette ad alcun tipo di sfilamento. Nel caso in questione i rinforzi sono sempre risvoltati. Pertanto l'elemento di rinforzo può assicurare per tutto il suo sviluppo la resistenza a lungo termine.

Inviluppo resistenza a trazione delle geogriglie
utilizzato nelle verifiche di stabilità globale



Per maggiori dettagli si rimanda all'annesso 1a.

VERIFICA AL SUPERAMENTO PER SFONDAMENTO

CONSERVAZIONE DELL'ENERGIA

Per la verifica in esame si fa riferimento a quanto riportato nel capitolo 2.7.2.

VERIFICA DELL'IMPRONTA SECONDO KAR

Con riferimento a quanto riportato nel capitolo 2.7.3, si riassumono i valori dei parametri utilizzati nella verifica:

$$c' = 5 \text{ kPa}$$

$$\phi = 20^\circ$$

$$R_{\text{picco}} = 45 \text{ kN/m}$$

$$FS_{\text{creep}} = 2.42$$

$$LTDS = 18.6 \text{ kN/m (per una vita utile di 120 anni)}$$

$$s = 0.60 \text{ m (spaziatura massima, duna } 80^\circ\text{-}80^\circ, 60^\circ\text{-}60^\circ \text{ e } 60^\circ\text{-}2/3)$$

$$P/A = 30.992 \text{ kN/m}^2$$

$$\theta = 55^\circ$$

$$\beta = 0.3$$

si ottiene pertanto la relazione

$$\tau = 30 \text{ kPa} + \sigma_n \tan 25^\circ$$

cui corrisponde un valore di resistenza a compressione ad espansione laterale libera di:

$$Y = 93.4 \text{ kPa}$$

Fissando i suddetti valori per il veicolo nella sua interezza e per il solo carico si ottiene la penetrazione nei due casi.

VALORE	INTERO VEICOLO	SOLO CARICO
Y (kN/m ²)	97.3	97.3
N	1	1
m (kg)	22000	6500
v (m/s)	9.3	9.3
d (cm)	120	110
z (m)	1.65	0.91

CONFRONTO PENETRAZIONE-SPESSORE DUNA

I piani di applicazione dei carichi sono ubicati rispettivamente a:

- 1.9 m dal p.c. per l'intero veicolo e 2.95m per il solo carico sulle dune alte 3m.

In corrispondenza ad essi le larghezze delle dune sono pari a:

- almeno 2.44m (ad 1.90m dal p.c.) e 1.36m (a 2.95m dal p.c.) sulle dune alte 3m.

Le penetrazioni stimate risultano quindi inferiori ai corrispondenti spessori della duna; inoltre, per le dune paramassi la relazione semi-empirica di Kar si è dimostrata molto conservativa rispetto ad i test dal vero, soprattutto perché il comportamento delle terre rinforzate è migliore in condizioni dinamiche, piuttosto che in quelle statiche.

TERMINALI DELLE DUNE

Con riferimento agli aspetti generali contenuti nel capitolo 2.8, si riporta la verifica dei terminali delle dune.

In tabella sono riportati i valori dei parametri utilizzati per dimensionare la quantità di rinforzo Q necessaria a realizzare il collegamento testata - "zona di duna collaborante".

Caratteristiche terreno

$\gamma_t =$ Peso specifico = 20 kN/m³

$\Phi =$ Angolo di attrito interno = 20°

$C_u =$ Coesione (considerando il contributo dei rinforzi, secondo il criterio di rottura raccomandato da Kawamura)

Caratteristiche rinforzi

$f_{am} =$ Tensione ammissibile a trazione ($f_{rottura}/1,3$)

$Q =$ Quantità totale in sezione (metri) necessaria per il collegamento testata - "zona collaborante"

Caratteristiche geometriche duna

$B_{bd} =$ Larghezza alla base (minimo 30 cm sotto piano campagna)

$B_{bt} =$ Larghezza alla base a piano campagna

$B_{cd} =$ Larghezza cresta

$H_{ter} =$ Spessore minimo interrato = 30cm

$H_t =$ Altezza totale

$H =$ Altezza fuori terra

$S_{sd} =$ Superficie sezione tipo

Caratteristiche geometriche testata

Terra rinforzata

$L_{tp} =$ Sviluppo longitudinale

$L'_{tp} =$ Sviluppo trasversale

$W_{tp} =$ Peso

Pannelli in cls

- s = Spessore pannelli in cls
 γ_{cls} = Peso specifico cls = 25 kN/m³
 L_p = Sviluppo longitudinale pannelli in cls
 L'_p = Sviluppo trasversale pannelli in cls
 W_p = Peso

Caratteristiche geometriche terminale

- L_t = Sviluppo trasversale della porzione in terra armata retrostante la testata.
 W_t = Peso della porzione in terra armata retrostante la testata
 L_0 = Sviluppo longitudinale del terminale (testata + "zona collaborante")

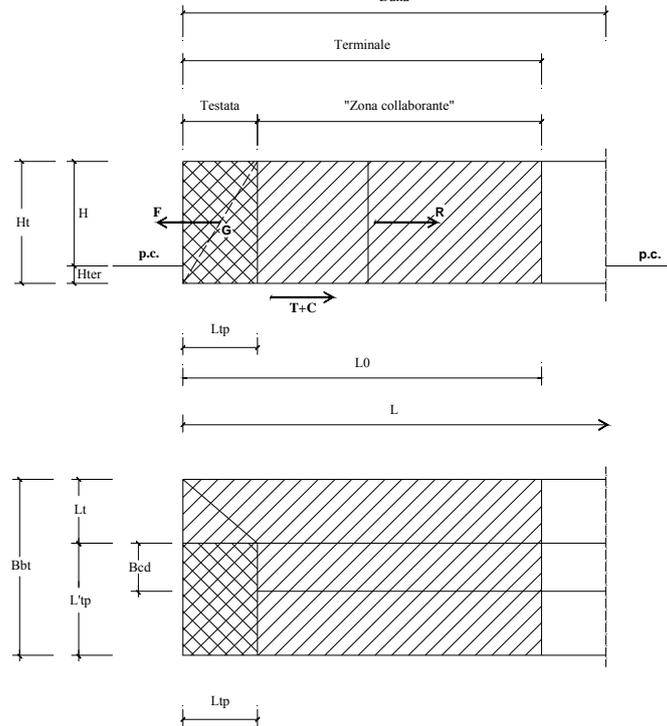
Reazioni Terreno

$$T = [(W_{tp} + W_p + W_t) \cdot \tan\Phi] + [(\gamma_t \cdot S_{sd} \cdot (L - L_{tp})) \cdot \tan\Phi]$$

$$C = C_u \cdot (B_{bd} \cdot L)$$

Reazione longitudinale collegamento

R_T = reazione longitudinale all'interfaccia testata-zona di duna collaborante



Duna H=3m inclinazione 60°			Duna H=3m inclinazione 60°-90°		
C_u	30	kN/m ²	C_u	30	kN/m ²
f_{am}	93	kN/m	f_{am}	93	kN/m
B_{bd}	5,1	m	B_{bd}	3,64	m
B_{bt}	4,76	m	B_{bt}	3,53	m
B_{cd}	1,30	m	B_{cd}	1,80	m
H	3,0	m	H	3,0	m
H_t	3,3	m	H_t	3,3	m
S_{sd}	10,56	m ²	S_{sd}	8,98	m ²
L_{tp}	1,8	m	L_{tp}	1,8	m
L'_{tp}	1,8	m	L'_{tp}	3,33	m
W_{tp}	214	kN	W_{tp}	396	kN
s	0,2	m	s	0,2	m
L_p	2	m	L_p	2	m
L'_p	2	m	L'_p	3,53	m
W_p	132	kN	W_p	124	kN
L_t	2,76	m	L_t	0	m
W_t	268	kN	W_t	0	kN
R_T	1531	kN	R_T	1652	kN
L_0	8,70	m	L_0	11,5	m
Q	16,5	m	Q	18	m

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 01-IR-E-16079_02

Progetto

IN05

Lotto

00

Codifica Documento

DE E X SC 0000 079

Rev.

0

Foglio

83 di
115

ANNESSE 1

1.a Verifica di stabilità globale

1.b Verifica di stabilità interna

1.a VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE

Sezione B (60°-60°, h=3.50 m)

** STABL6H **

by

Purdue University

--Slope Stability Analysis--

Simplified Janbu, Simplified Bishop

or Spencer`s Method of Slices

Run Date: 24/03/03

Time of Run: 5.11

Run By: Username

Input Data Filename: C:mibo-b.si

Output Filename: C:mibo-b.OUT

Plotted Output Filename: C:mibo-b.PLT

PROBLEM DESCRIPTION Sicurezza AV - Area interclusa
Sezione tipo B (60°-60°)

BOUNDARY COORDINATES

7 Top Boundaries

10 Total Boundaries

Boundary No.	X-Left (m)	Y-Left (m)	X-Right (m)	Y-Right (m)	Soil Type Below Bnd
1	.00	5.00	2.35	5.00	2
2	2.35	5.00	3.00	5.00	1
3	3.00	5.00	4.73	8.00	1
4	4.73	8.00	6.03	8.00	1
5	6.03	8.00	7.76	5.00	1
6	7.76	5.00	8.39	5.00	1
7	8.39	5.00	12.71	5.00	2
8	2.71	4.50	3.00	5.00	1
9	7.76	5.00	8.05	4.50	1
10	2.71	4.50	8.05	4.50	2

ISOTROPIC SOIL PARAMETERS

2 Type(s) of Soil

Soil Type No.	Total Unit Wt. (kN/m3)	Saturated Unit Wt. (kN/m3)	Cohesion Intercept (kPa)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Param. (kPa)	Pressure Constant (kPa)	Piez. Surface No.
1	20.0	20.0	5.0	20.0	.00	.0	1
2	19.0	19.0	40.0	.0	.00	.0	1

1 PIEZOMETRIC SURFACE(S) HAVE BEEN SPECIFIED

Unit Weight of Water = 9.80

Piezometric Surface No. 1 Specified by 2 Coordinate Points

Point No.	X-Water (m)	Y-Water (m)
1	.00	5.00
2	12.71	5.00

REINFORCING LAYER(S)

6 REINFORCING LAYER(S) SPECIFIED

REINFORCING LAYER NO. 1

2 POINTS DEFINE THIS LAYER

POINT NO.	X-COORD	Y-COORD	FORCE	INCLINATION FACTOR
1	3.06	5.10	18.60	.000
2	7.71	5.10	18.60	.000

REINFORCING LAYER NO. 2

2 POINTS DEFINE THIS LAYER

POINT NO.	X-COORD	Y-COORD	FORCE	INCLINATION FACTOR
1	3.40	5.70	18.60	.000
2	7.36	5.70	18.60	.000

REINFORCING LAYER NO. 3

2 POINTS DEFINE THIS LAYER

POINT NO.	X-COORD	Y-COORD	FORCE	INCLINATION FACTOR
1	3.75	6.30	18.60	.000
2	7.01	6.30	18.60	.000

REINFORCING LAYER NO. 4

2 POINTS DEFINE THIS LAYER

POINT NO.	X-COORD	Y-COORD	FORCE	INCLINATION FACTOR
1	4.10	6.90	18.60	.000
2	6.67	6.90	18.60	.000

REINFORCING LAYER NO. 5

2 POINTS DEFINE THIS LAYER

POINT NO.	X-COORD	Y-COORD	FORCE	INCLINATION FACTOR
1	4.44	7.50	18.60	.000
2	6.32	7.50	18.60	.000

REINFORCING LAYER NO. 6

2 POINTS DEFINE THIS LAYER

POINT NO.	X-COORD	Y-COORD	FORCE	INCLINATION FACTOR
1	2.71	4.50	18.60	.000
2	8.05	4.50	18.60	.000

A Critical Failure Surface Searching Method, Using A Random Technique For Generating Circular Surfaces, Has Been Specified. 2000 Trial Surfaces Have Been Generated.

100 Surfaces Initiate From Each Of 20 Points Equally Spaced

Along The Ground Surface Between X = 1.00 m.
and X = 3.06 m.

Each Surface Terminates Between X = 4.60 m.
and X = 6.13 m.

Unless Further Limitations Were Imposed, The Minimum Elevation At Which A Surface Extends Is Y = .00 m.

.10 m. Line Segments Define Each Trial Failure Surface.

Following Are Displayed The Ten Most Critical Of The Trial Failure Surfaces Examined. They Are Ordered - Most Critical First.

* * Safety Factors Are Calculated By The Modified Bishop Method * *
Failure Surface Specified By 47 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	3.06	5.10
2	3.16	5.10
3	3.26	5.10
4	3.36	5.11
5	3.46	5.12
6	3.56	5.13
7	3.66	5.14
8	3.76	5.16
9	3.85	5.18
10	3.95	5.21
11	4.05	5.23
12	4.14	5.27
13	4.24	5.30
14	4.33	5.34
15	4.42	5.38
16	4.51	5.43
17	4.60	5.47
18	4.68	5.52
19	4.77	5.58
20	4.85	5.64
21	4.93	5.69
22	5.01	5.76
23	5.08	5.82
24	5.16	5.89
25	5.23	5.96

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 01-IR-E-16079_02

Progetto

IN05

Lotto

00

Codifica Documento

DE2 E X SC 0000 079

Rev.

0

Foglio

85 di
115

26	5.30	6.03
27	5.36	6.11
28	5.43	6.19
29	5.49	6.27
30	5.54	6.35
31	5.60	6.43
32	5.65	6.52
33	5.70	6.60
34	5.75	6.69
35	5.79	6.78
36	5.83	6.87
37	5.86	6.97
38	5.90	7.06
39	5.93	7.16
40	5.95	7.25
41	5.98	7.35
42	6.00	7.45
43	6.01	7.55
44	6.02	7.65
45	6.03	7.75
46	6.04	7.85
47	6.04	7.98

Circle Center At X = 3.2 ; Y = 8.0 and Radius, 2.9
 *** 1.892 ***

Failure Surface Specified By 47 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	3.06	5.10
2	3.16	5.10
3	3.26	5.10
4	3.36	5.11
5	3.46	5.12
6	3.56	5.13
7	3.66	5.15
8	3.76	5.16
9	3.85	5.19
10	3.95	5.21
11	4.05	5.24
12	4.14	5.27
13	4.23	5.31
14	4.33	5.35
15	4.42	5.39
16	4.51	5.43
17	4.60	5.48
18	4.68	5.53
19	4.77	5.58
20	4.85	5.64
21	4.93	5.70
22	5.01	5.76
23	5.08	5.83
24	5.16	5.89
25	5.23	5.96
26	5.30	6.04
27	5.37	6.11
28	5.43	6.19
29	5.49	6.27
30	5.55	6.35
31	5.60	6.43
32	5.66	6.51
33	5.71	6.60
34	5.75	6.69
35	5.80	6.78
36	5.84	6.87
37	5.88	6.96
38	5.91	7.06
39	5.94	7.15
40	5.97	7.25
41	5.99	7.35
42	6.02	7.44
43	6.03	7.54
44	6.05	7.64
45	6.06	7.74

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 01-IR-E-16079_02

Progetto
IN05Lotto
00Codifica Documento
DE2 E X SC 0000 079Rev.
0Foglio
86 di
115

46 6.07 7.84
 47 6.07 7.93
 Circle Center At X = 3.2 ; Y = 8.0 and Radius, 2.9
 *** 1.902 ***

Failure Surface Specified By 47 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	3.06	5.10
2	3.16	5.10
3	3.26	5.11
4	3.36	5.11
5	3.46	5.12
6	3.56	5.13
7	3.66	5.15
8	3.76	5.17
9	3.85	5.19
10	3.95	5.22
11	4.05	5.25
12	4.14	5.28
13	4.23	5.31
14	4.33	5.35
15	4.42	5.39
16	4.51	5.44
17	4.59	5.49
18	4.68	5.54
19	4.76	5.59
20	4.85	5.65
21	4.93	5.71
22	5.01	5.77
23	5.08	5.83
24	5.16	5.90
25	5.23	5.97
26	5.30	6.04
27	5.36	6.12
28	5.43	6.19
29	5.49	6.27
30	5.55	6.35
31	5.61	6.44
32	5.66	6.52
33	5.71	6.61
34	5.76	6.70
35	5.80	6.79
36	5.84	6.88
37	5.88	6.97
38	5.92	7.06
39	5.95	7.16
40	5.98	7.25
41	6.00	7.35
42	6.02	7.45
43	6.04	7.55
44	6.06	7.64
45	6.07	7.74
46	6.08	7.84
47	6.08	7.91

Circle Center At X = 3.1 ; Y = 8.1 and Radius, 2.9
 *** 1.910 ***

Failure Surface Specified By 47 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	3.06	5.10
2	3.16	5.11
3	3.26	5.11
4	3.36	5.12
5	3.46	5.13
6	3.56	5.14
7	3.66	5.16
8	3.75	5.18
9	3.85	5.21
10	3.95	5.24
11	4.04	5.27
12	4.14	5.30
13	4.23	5.34

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 01-IR-E-16079_02

Progetto
IN05Lotto
00Codifica Documento
DE2 E X SC 0000 079Rev.
0Foglio
87 di
115

14	4.32	5.38
15	4.41	5.42
16	4.50	5.47
17	4.58	5.52
18	4.67	5.57
19	4.75	5.63
20	4.83	5.69
21	4.91	5.75
22	4.99	5.81
23	5.06	5.88
24	5.14	5.95
25	5.20	6.02
26	5.27	6.10
27	5.34	6.17
28	5.40	6.25
29	5.46	6.33
30	5.51	6.41
31	5.57	6.50
32	5.62	6.59
33	5.67	6.67
34	5.71	6.76
35	5.75	6.85
36	5.79	6.95
37	5.82	7.04
38	5.86	7.14
39	5.89	7.23
40	5.91	7.33
41	5.93	7.43
42	5.95	7.52
43	5.97	7.62
44	5.98	7.72
45	5.99	7.82
46	5.99	7.92
47	5.99	8.00

Circle Center At X = 3.1 ; Y = 8.0 and Radius, 2.9
 *** 1.910 ***

Failure Surface Specified By 47 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	3.06	5.10
2	3.16	5.10
3	3.26	5.11
4	3.36	5.11
5	3.46	5.12
6	3.56	5.13
7	3.66	5.15
8	3.76	5.17
9	3.85	5.19
10	3.95	5.22
11	4.05	5.25
12	4.14	5.28
13	4.23	5.31
14	4.33	5.35
15	4.42	5.39
16	4.51	5.44
17	4.59	5.49
18	4.68	5.54
19	4.77	5.59
20	4.85	5.65
21	4.93	5.71
22	5.01	5.77
23	5.08	5.83
24	5.16	5.90
25	5.23	5.97
26	5.30	6.04
27	5.37	6.12
28	5.43	6.19
29	5.49	6.27
30	5.55	6.35
31	5.61	6.43
32	5.66	6.52
33	5.71	6.60

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 01-IR-E-16079_02

Progetto
IN05

Lotto
00

Codifica Documento
DE2 E X SC 0000 079

Rev.
0

Foglio
88 di
115

34	5.76	6.69
35	5.81	6.78
36	5.85	6.87
37	5.89	6.96
38	5.92	7.06
39	5.96	7.15
40	5.98	7.25
41	6.01	7.34
42	6.03	7.44
43	6.05	7.54
44	6.07	7.64
45	6.08	7.74
46	6.09	7.84
47	6.09	7.89

Circle Center At X = 3.1 ; Y = 8.1 and Radius, 3.0
 *** 1.913 ***

Failure Surface Specified By 47 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	3.06	5.10
2	3.16	5.11
3	3.26	5.11
4	3.36	5.12
5	3.46	5.13
6	3.56	5.14
7	3.66	5.16
8	3.76	5.18
9	3.85	5.20
10	3.95	5.23
11	4.04	5.26
12	4.14	5.29
13	4.23	5.33
14	4.32	5.37
15	4.41	5.41
16	4.50	5.46
17	4.59	5.51
18	4.67	5.56
19	4.76	5.61
20	4.84	5.67
21	4.92	5.73
22	5.00	5.79
23	5.07	5.86
24	5.15	5.93
25	5.22	6.00
26	5.29	6.07
27	5.35	6.14
28	5.42	6.22
29	5.48	6.30
30	5.54	6.38
31	5.59	6.46
32	5.65	6.55
33	5.70	6.64
34	5.74	6.72
35	5.79	6.81
36	5.83	6.91
37	5.87	7.00
38	5.90	7.09
39	5.93	7.19
40	5.96	7.28
41	5.99	7.38
42	6.01	7.48
43	6.03	7.58
44	6.04	7.67
45	6.05	7.77
46	6.06	7.87
47	6.06	7.94

Circle Center At X = 3.1 ; Y = 8.1 and Radius, 3.0
 *** 1.918 ***

Failure Surface Specified By 47 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	3.06	5.10

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 01-IR-E-16079_02

Progetto
IN05Lotto
00Codifica Documento
DE2 E X SC 0000 079Rev.
0Foglio
89 di
115

2	3.16	5.11
3	3.26	5.11
4	3.36	5.12
5	3.46	5.13
6	3.56	5.15
7	3.66	5.17
8	3.75	5.19
9	3.85	5.21
10	3.95	5.24
11	4.04	5.27
12	4.14	5.31
13	4.23	5.34
14	4.32	5.38
15	4.41	5.43
16	4.50	5.47
17	4.59	5.52
18	4.67	5.58
19	4.75	5.63
20	4.84	5.69
21	4.92	5.75
22	4.99	5.81
23	5.07	5.88
24	5.14	5.95
25	5.21	6.02
26	5.28	6.09
27	5.35	6.16
28	5.41	6.24
29	5.47	6.32
30	5.53	6.40
31	5.59	6.49
32	5.64	6.57
33	5.69	6.66
34	5.74	6.75
35	5.78	6.84
36	5.82	6.93
37	5.86	7.02
38	5.89	7.11
39	5.92	7.21
40	5.95	7.30
41	5.98	7.40
42	6.00	7.50
43	6.02	7.60
44	6.04	7.69
45	6.05	7.79
46	6.06	7.89
47	6.06	7.95

Circle Center At X = 3.1 ; Y = 8.1 and Radius, 3.0
 *** 1.927 ***

Failure Surface Specified By 45 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	3.06	5.10
2	3.16	5.11
3	3.26	5.12
4	3.36	5.13
5	3.46	5.15
6	3.56	5.17
7	3.65	5.19
8	3.75	5.22
9	3.84	5.25
10	3.94	5.28
11	4.03	5.32
12	4.12	5.36
13	4.21	5.40
14	4.30	5.45
15	4.39	5.50
16	4.47	5.55
17	4.56	5.61
18	4.64	5.67
19	4.72	5.73
20	4.80	5.79
21	4.87	5.86

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 01-IR-E-16079_02

Progetto

IN05

Lotto

00

Codifica Documento

DE2 E X SC 0000 079

Rev.

0

Foglio

90 di
115

22	4.94	5.92
23	5.01	6.00
24	5.08	6.07
25	5.15	6.15
26	5.21	6.22
27	5.27	6.30
28	5.33	6.39
29	5.38	6.47
30	5.43	6.56
31	5.48	6.64
32	5.52	6.73
33	5.56	6.82
34	5.60	6.92
35	5.64	7.01
36	5.67	7.10
37	5.70	7.20
38	5.72	7.30
39	5.75	7.39
40	5.77	7.49
41	5.78	7.59
42	5.79	7.69
43	5.80	7.79
44	5.81	7.89
45	5.81	8.00

Circle Center At X = 2.9 ; Y = 8.0 and Radius, 2.9
 *** 1.932 ***

Failure Surface Specified By 47 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	3.06	5.10
2	3.16	5.11
3	3.26	5.12
4	3.36	5.13
5	3.46	5.14
6	3.56	5.16
7	3.65	5.18
8	3.75	5.20
9	3.85	5.23
10	3.94	5.26
11	4.04	5.29
12	4.13	5.33
13	4.22	5.37
14	4.31	5.41
15	4.40	5.46
16	4.49	5.50
17	4.58	5.56
18	4.66	5.61
19	4.74	5.67
20	4.82	5.73
21	4.90	5.79
22	4.98	5.85
23	5.05	5.92
24	5.12	5.99
25	5.19	6.06
26	5.26	6.13
27	5.33	6.21
28	5.39	6.29
29	5.45	6.37
30	5.50	6.45
31	5.56	6.54
32	5.61	6.62
33	5.66	6.71
34	5.70	6.80
35	5.75	6.89
36	5.79	6.98
37	5.82	7.07
38	5.86	7.17
39	5.89	7.26
40	5.91	7.36
41	5.94	7.46
42	5.96	7.55
43	5.98	7.65

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 01-IR-E-16079_02

Progetto

IN05

Lotto

00

Codifica Documento

DE2 E X SC 0000 079

Rev.

0

Foglio

91 di
115

44 5.99 7.75
 45 6.00 7.85
 46 6.01 7.95
 47 6.01 8.00
 Circle Center At X = 3.0 ; Y = 8.1 and Radius, 3.0
 *** 1.938 ***

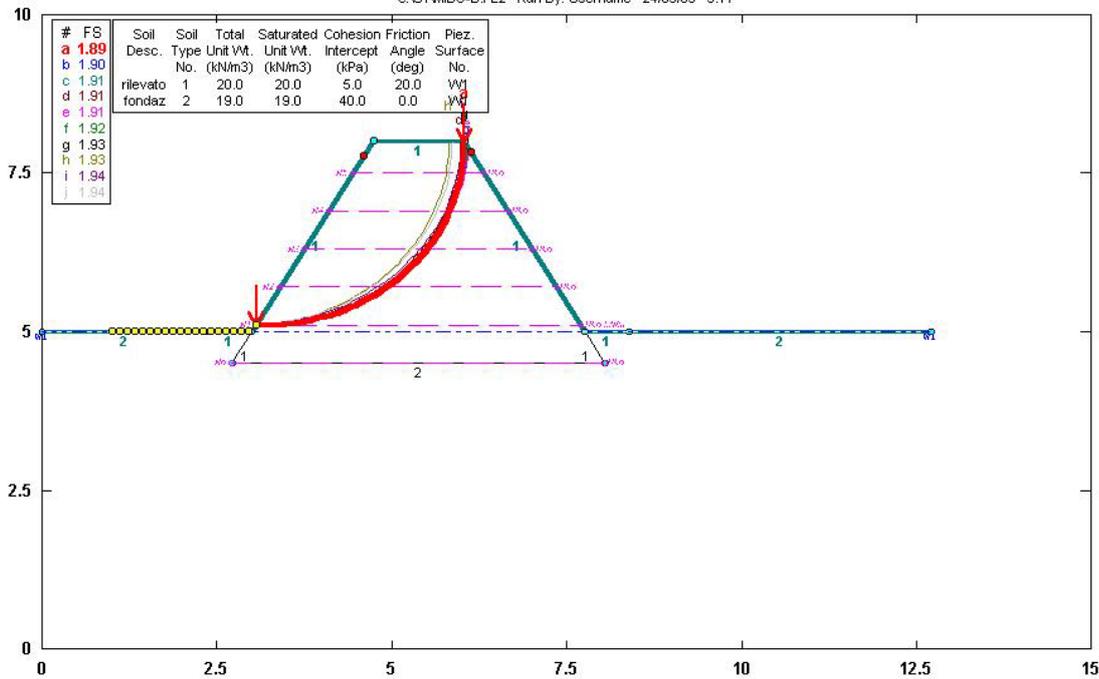
Failure Surface Specified By 46 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	3.06	5.10
2	3.16	5.11
3	3.26	5.12
4	3.36	5.13
5	3.46	5.15
6	3.56	5.17
7	3.65	5.19
8	3.75	5.22
9	3.85	5.25
10	3.94	5.28
11	4.03	5.32
12	4.13	5.36
13	4.22	5.40
14	4.30	5.44
15	4.39	5.49
16	4.48	5.54
17	4.56	5.60
18	4.64	5.65
19	4.72	5.71
20	4.80	5.78
21	4.88	5.84
22	4.95	5.91
23	5.02	5.98
24	5.09	6.05
25	5.16	6.13
26	5.22	6.20
27	5.28	6.28
28	5.34	6.36
29	5.40	6.45
30	5.45	6.53
31	5.50	6.62
32	5.55	6.70
33	5.59	6.79
34	5.63	6.89
35	5.67	6.98
36	5.71	7.07
37	5.74	7.17
38	5.77	7.26
39	5.79	7.36
40	5.81	7.46
41	5.83	7.56
42	5.85	7.66
43	5.86	7.75
44	5.86	7.85
45	5.87	7.95
46	5.87	8.00

Circle Center At X = 2.9 ; Y = 8.0 and Radius, 2.9
 *** 1.939 ***

Sicurezza AV - Area interclusa Sezione tipo B (60°-60°)

C:\STMIBO-B.PL2 Run By: Username 24/03/03 5.11

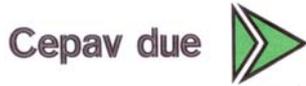


STED



STABL6H FSmin=1.89
Safety Factors Are Calculated By The Modified Bishop Method

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 01-IR-E-16079_02

Progetto
IN05

Lotto
00

Codifica Documento
DE2 E X SC 0000 079

Rev.
0

Foglio
93 di
115

1.b VERIFICHE DI STABILITA' INTERNA

Sezione 60°

TITLE PAGE

=====

PROJECT IDENTIFICATION:

Title: dune antisvio MI-BO
Project Number:
Designer: TENAX
Description:
Dune in terra rinforzata, h max 3.60, 60°

File path and name: C:\ReSlope Version 3.0\Dune-60°.nat

Design Philosophy and Program Developed by:
Dov Leshchinsky, Ph.D.
33 The Horseshoe
Newark, Delaware 19711, USA

GEOMETRY AND LOADING DATA

=====

GEOMETRY

Height of slope, H	3.60 [m]
Slope angle, i	60.00°
Horizontal length, A	1.30 [m]
Horizontal length, B	0.00 [m]
Backslope angle, beta	0.00°
Slope at bottom of wall, alpha	0.00°
Surcharge load over A, Q1	0.00 [kPa]
Surcharge load over backslope B, Q2	0.00 [kPa]
Surcharge load away from backslope, Q3	0.00 [kPa]

WATER

Phreatic surface is defined by coordinates in [m] :

Xw1 =	0.0	Yw1 =	0.0
Xw2 =	5.0	Yw2 =	0.0
Xw3 =	8.0	Yw3 =	0.0
Xw4 =	10.0	Yw4 =	0.0

SOIL DATA

REINFORCED SOIL:

Internal angle of friction, phi	20.00°
Cohesion, c	5.00 [kPa]
Moist unit weight, gamma	20.00 [kN/m ³]

BACKFILL SOIL:

Internal angle of friction, phi	20.00°
Cohesion, c	5.00 [kPa]
Moist unit weight, gamma	20.00 [kN/m ³]

FOUNDATION SOIL:

Internal angle of friction, phi	0.00°
Cohesion, c	40.00 [kPa]
Moist unit weight, gamma	20.00 [kN/m ³]

GENERAL DATA

Assumed angle of interwedge force (direct sliding analysis), delta	10.00°
Pullout interaction coefficient (reinforced soil), Ci	0.65
Pullout interaction coefficient (foundation soil), Ci	0.65
Direct sliding coefficient (along reinforced soil), Cds	0.85
Direct sliding coefficient (along foundation soil), Cds	0.85

Length linearly interpolated between top and bottom was specified.

SEISMIC PARAMETERS

Horizontal seismic coefficient, Kh	0.00
Vertical seismic coefficient, Kv	0.00

Kh and Kv ARE being applied to the reinforced mass and surcharge in direct sliding analysis.



FOUNDATION EFFECTS

Slip surfaces in tieback and compound analyses are allowed to penetrate the foundation soil.

Bishop's deepseated analysis was invoked and circles penetrate the foundation to a maximum depth of 12.00[m].

GEOSYNTHETIC DESIGN PARAMETERS

(Optimized spacing was conducted by ReSlope, where strength = 45.00 [kN/m],

Dmax = 0.60, Dmin = 0.30, Dbottom = 0.00 [m]).

Reduction factor for installation damage, RFid 1.00
Reduction factor for durability, RFD 1.00
Reduction factor for creep, RFC 2.42
Coverage ratio, Rc 1.00

SPECIFIED FORCE ORIENTATION

Relative orientation of reinforcement is prescribed, ROR = 0.00

GENERAL SAFETY FACTORS

Factor of safety on soil shear strength 1.00
Factor of safety on geosynthetic strength 1.30
Factor of safety on pullout resistance 1.30
Factor of safety on direct sliding resistance 1.30

SUMMARY OF TIEBACK AND COMPOUND RESULTS

=====

#	Elevation [m]	Length [m]	Mode of Failure	S t r e n g t h				Status
				Required, Tr [kN/m]	Ultimate, T-ult [kN/m]	Long-term (design) T-ltds [kN/m]	Actual Overall Fs	
1	0.00	2.47	Compound	14.30	45.00	18.60	> 1.30	OK
2	0.60	2.19	Tieback	2.69	45.00	18.60	6.92	OK
3	1.20	1.92	Tieback	0.00	45.00	18.60	1854	OK
4	1.80	1.64	Tieback	0.00	45.00	18.60	1854	OK
5	2.40	1.37	Tieback	0.00	45.00	18.60	1854	OK
6	3.00	1.09	Tieback	0.00	45.00	18.60	1854	OK

DETAILED RESULTS OF TIEBACK AND COMPOUND ANALYSES

=====

#	Elevation [m]	Total Length, L [m]	Embedded Length to Resist Pullout, Le [m]	Length to Slip surface, La [m]	S t r e n g t h f o r :		Controlling Mode of Failure
					Compound Stability (available) T-compound [kN/m]	Tieback (required) T-tieback [kN/m]	
1	0.00	0.59	0.59	0.00	14.30	5.68	Compound
2	0.60	1.09	0.22	0.88	14.30	2.69	Tieback
3	1.20	0.00	0.00	0.00	14.30	0.00	Tieback
4	1.80	0.00	0.00	0.00	14.30	0.00	Tieback
5	2.40	0.00	0.00	0.00	14.30	0.00	Tieback
6	3.00	0.00	0.00	0.00	14.30	0.00	Tieback

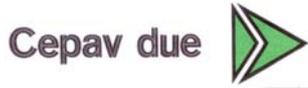
RESULTS OF DIRECT SLIDING AND DEEPSEATED ANALYSES

=====

DIRECT SLIDING

Required length of bottom layer to produce the specified Fs-direct sliding = 1.30 is 2.47 m.
Maximum length based on compound and tieback analyses to insure
Fs-uncertainties = 1.30 and Fs-pullout = 1.30, is 1.09 m.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 01-IR-E-16079_02

Progetto
IN05

Lotto
00

Codifica Documento
DE2 E X SC 0000 079

Rev.
0

Foglio
95 di
115

DEEPSEATED

Deepseated factor of safety, F_s -deepseated, based on Bishop's analysis, is 1.90.
The critical circle is forced to pass outside the reinforced zone defined by the bottom geosynthetic layer; its maximum potential depth is restricted to 12.00 m.
The critical circle is at: $X_c = 1.23$, $Y_c = 3.60$, Radius = 3.81 meters.
In case the crest elevation is above H, ReSlope assumes a tension crack between the crest and H.
NOTE: To obtain satisfactory F_s -deepseated, re-run ReSlope with a larger specified value of F_s -direct sliding. This will force deeper circles that should yield larger deepseated safety factor.

TIEBACK & COMPOUND

Tieback/compound slip surfaces are not restricted from penetrating the foundation soil.

C) VERIFICHE OPERE IN C.A: CASO 1 – CASO 4

CARICO LIMITE DEL CASO 1 (impatto del carico)

DATI			
E	110	cm	Larghezza impronta
H	350	cm	Altezza barriera
s	45	cm	Spessore in testa
h	41	cm	Spessore utile
f_{yd}	3826	kg/cmq	FeB44K
f_{cd}	182	kg/cmq	Rck 350
A_{sa}	2,01	cmq	Φ
a (passo)	20	cm	16
A_{sb}	2,01	cmq	Φ
b (passo)	20	cm	16

$$F_{Ulim} \text{ (kN)} = 901$$

ELABORAZIONE

$$m_a = 15363 \text{ kg}$$

H	L	$\text{sen}^2 \alpha$	$\text{cos}^2 \alpha$	Asc/c	mc	Fu (kN)
10	1050	0,00	1,00	0,10	15363	16711
20	1050	0,00	1,00	0,10	15363	8374
30	1050	0,00	1,00	0,10	15363	5603
40	1050	0,01	0,99	0,10	15363	4223
50	1050	0,01	0,99	0,10	15363	3400
60	1050	0,01	0,99	0,10	15363	2856
70	1050	0,02	0,98	0,10	15363	2470
80	1050	0,02	0,98	0,10	15363	2184
90	1050	0,03	0,97	0,10	15363	1965
100	1050	0,04	0,96	0,10	15363	1791
110	1050	0,04	0,96	0,10	15363	1651
120	1050	0,05	0,95	0,10	15363	1537
130	1050	0,06	0,94	0,10	15363	1442
140	1050	0,07	0,93	0,10	15363	1362
150	1050	0,08	0,92	0,10	15363	1295
160	1050	0,08	0,92	0,10	15363	1238
170	1050	0,09	0,91	0,10	15363	1188
180	1050	0,11	0,89	0,10	15363	1146
190	1050	0,12	0,88	0,10	15363	1109
200	1050	0,13	0,87	0,10	15363	1077
210	1050	0,14	0,86	0,10	15363	1050
220	1050	0,15	0,85	0,10	15363	1026
230	1050	0,16	0,84	0,10	15363	1005
240	1050	0,17	0,83	0,10	15363	987
250	1050	0,18	0,82	0,10	15363	971
260	1050	0,20	0,80	0,10	15363	957
270	1050	0,21	0,79	0,10	15363	946
280	1050	0,22	0,78	0,10	15363	936
290	1050	0,23	0,77	0,10	15363	927
300	1050	0,25	0,75	0,10	15363	920
310	1050	0,26	0,74	0,10	15363	914
320	1050	0,27	0,73	0,10	15363	910
330	1050	0,28	0,72	0,10	15363	906
340	1050	0,30	0,70	0,10	15363	903
350	1050	0,31	0,69	0,10	15363	901

901 901 -0,073

CARICO LIMITE DEL CASO 1 (impatto del veicolo)

DATI			
E	110	cm	Larghezza impronta
H	250	cm	Altezza barriera
s ₁	51	cm	Spessore in testa
s ₂	120	cm	Spessore al piede
s _{medio}	85	cm	Spessore medio
h	81	cm	Spessore utile
f _{yd}	3826	kg/cmq	FeB44K
f _{cd}	182	kg/cmq	Rck 350
A _{sa}	2,01	cmq	Φ
a (passo)	20	cm	16
A _{sb}	2,01	cmq	Φ
b (passo)	20	cm	16

$$F_{U\text{Lim}} \text{ (kN)} = 1860$$

ELABORAZIONE

m_a 30908 kg

H	L	sen ² α	cos ² α	Asc/c	mc	Fu (kN)
10	740	0,00	1,00	0,10	30908	24274
20	740	0,00	1,00	0,10	30908	12190
30	740	0,01	0,99	0,10	30908	8186
40	740	0,01	0,99	0,10	30908	6201
50	740	0,02	0,98	0,10	30908	5025
60	740	0,03	0,97	0,10	30908	4252
70	740	0,03	0,97	0,10	30908	3711
80	740	0,04	0,96	0,10	30908	3313
90	740	0,06	0,94	0,10	30908	3012
100	740	0,07	0,93	0,10	30908	2778
110	740	0,08	0,92	0,10	30908	2593
120	740	0,10	0,90	0,10	30908	2445
130	740	0,11	0,89	0,10	30908	2325
140	740	0,13	0,87	0,10	30908	2227
150	740	0,14	0,86	0,10	30908	2147
160	740	0,16	0,84	0,10	30908	2081
170	740	0,17	0,83	0,10	30908	2028
180	740	0,19	0,81	0,10	30908	1984
190	740	0,21	0,79	0,10	30908	1949
200	740	0,23	0,77	0,10	30908	1920
210	740	0,24	0,76	0,10	30908	1898
220	740	0,26	0,74	0,10	30908	1881
230	740	0,28	0,72	0,10	30908	1868
240	740	0,30	0,70	0,10	30908	1860

1860 1860 -0,325

PUNZONAMENTO CASO 1 (impatto del carico)

MATERIALI	f_d	f_{ctd}	[]
CLS Rck 350	182	12.64	kg/cm ²
ACCIAIO FeB44K	3826	-	kg/cm ²

F	66259	kg
s	45	cm
s _b	45	cm
h	100	cm
h ₁	350	cm
h ₂	320	cm
s ₁	45	cm
s ₂	45	cm
s _{medio}	45	cm
E	110	cm
H	30	cm
E*	155	cm
H'	53	cm
P	260	cm
τ	5.7	kg/cm ²
f _{ctd}	12,6	kg/cm ²

Legenda	
F	Forza d'urto
s	Spessore all'inizio del ringrosso del ringrosso
s _b	Spessore alla base del ringrosso
h	Altezza con spessore variabile
h ₁	Altezza superiore dell'impronta di carico
h ₂	Altezza inferiore dell'impronta di carico
s ₁	Spessore in corrispondenza di h ₁
s ₂	Spessore in corrispondenza di h ₂
s _{medio}	Spessore medio nella zona d'impronta
E	Larghezza impronta di carico
H	Altezza impronta di carico
E*	Proiezione sul piano medio
H'	Proiezione sul piano medio
P	Perimetro dell'impronta sul piano medio
τ	Tensione tangenziale
f _{ctd}	Deve essere > della τ (τ assorbite dal solo cls)

CLS **resiste**

PUNZONAMENTO CASO 1 (impatto del veicolo)

MATERIALI	f_d	f_{ctd}	[]
CLS Rck 350	182	12,64	kg/cm ²
ACCIAIO FeB44K	3826	-	kg/cm ²

F	173293	kg
s	45	cm
s _b	189	cm
h	250	cm
h ₁	240	cm
h ₂	120	cm
s ₁	51	cm
s ₂	120	cm
s _{medio}	85	cm
E	110	cm
H	120	cm
E*	195	cm
H'	205	cm
P	802	cm
τ	2.5	kg/cm ²
f _{ctd}	12,6	kg/cm ²

Legenda	
F	Forza d'urto
s	Spessore all'inizio del ringrosso
s _b	Spessore alla base del ringrosso
h	Altezza con spessore variabile
h ₁	Altezza superiore dell'impronta di carico
h ₂	Altezza inferiore dell'impronta di carico
s ₁	Spessore in corrispondenza di h ₁
s ₂	Spessore in corrispondenza di h ₂
s _{medio}	Spessore medio nella zona d'impronta
E	Larghezza impronta di carico
H	Altezza impronta di carico
E*	Proiezione sul piano medio
H'	Proiezione sul piano medio
P	Perimetro dell'impronta sul piano medio
τ	Tensione tangenziale
f _{ctd}	Deve essere > della τ (τ assorbite dal solo cls)

CLS **resiste**

ARMATURA A FLESSIONE E TAGLIO CASO 1

	CARICO	VEICOLO	[]
F	650	1700	kN
H	350	350	cm
Hc	100		cm
Hb	345	200	cm
Hr	95		cm
E	110	110	cm
s	45	45	cm
s_b	189	189	cm
B	845	555	cm
b	345		cm
m1b/m	2705246	6244777	kg cm / m
m1r/m	1824521		kg cm / m
m2b/m	93654	93654	kg cm / m
m2r/m	7645		kg cm / m

Legenda	
F	Forza d'urto
H	Altezza totale
Hc	Altezza a spessore costante
Hb	Altezza dall'incastro di base
Hr	Altezza dal ringrosso
E	Larghezza impronta di carico
s	Spessore all'inizio del ringrosso
s_b	Spessore alla base del ringrosso
B	Larghezza collaborante alla base
b	Larghezza collaborante all'inizio del ringrosso
m1b	Momento alla base dovuto all'urto
m1r	Momento al ringrosso dovuto all'urto
m2b	Momento alla base dovuto al vento (x 0.6)
m2r	Momento al ringrosso dovuto al vento (x 0.6)

Sezione di base

M_{max}/m	6338431	kg cm / m
A_{nec}	9,9	cm ²
Φ	18	mm
A	2,54	cm ²
passo	20	cm
A_a	12,7	cm ²

Sezione a 2.00m dal p.c.

M_{max}/m	1832166	kg cm / m
A_{nec}	13,7	cm ²
Φ	20	mm
A	3,14	cm ²
passo	20	cm
A_a	15,7	cm ²



- 7 x 3.14
- 5 x 2.01

Af= 32.03



Rif.: assi baricentrici

P = 0 daN

Mx = 18322 daNm

DEFORMAZ. ROTTURA

Def. max cls = 0.0019

Def. min cls = -0.0112

Def. 3/7 cls = -0.0037

Def. max fe = 0.0000

Def. min fe = -0.0100

SOLLECITAZ. ROTTURA

n rott= -39 daN

mx rott= 31425 daNm

Misura secur.= 1.72

x/d =0.162 rid.= 75.0 %

SEZ. VERIF. A FLESS. COMP.

Tasto [INVIO] per continuare



STABILITA' TERRENI GRANULARI (CASO 1)

$c' =$	0 KN/m ²	$L =$	30 m	$K_p =$	3,690	$F_{urto} =$	1650 KN
$\phi' =$	35 °	$B =$	3,2 m			$F_{carico} =$	650 KN
$\delta =$	26 °						
$\gamma =$	19 KN/m ³						

PESI

elemento	H	s	b	A	W x 0.9 (t)	M (tm)
1	3,50	0,45	1,04	1,58	106,31	110,03
2	2,50	1,44	1,74	1,80	121,50	211,41
3	0,70	3,20	1,60	2,24	151,20	241,92
t	0,50	0,81	0,41	0,41	21,18	8,58
TOTALI					400,19	571,94

VERIFICHE GLOBALI

SCORRIMENTO

Forze resistenti

Attrito fondazione (x0,9) =	197,35 t
Spinta terreno (x0,9) =	29,14 t
TOTALE	226,49 t

Forze attive

Urto =	168,20 t
Vento (x0,6) =	13,76 t
TOTALE	181,96 t

 $\mu_s = 1,24$

RIBALTAMENTO

Momenti resistenti

Pesi propri =	571,94 tm
Spinta terreno (x0,9) =	6,80 tm
TOTALE	578,74 tm

Momenti attivi

Urto =	521,41 tm
Vento (x0,6) =	37,16 tm
TOTALE	558,56 tm

 $\mu_r = 1,04$

STABILITA' TERRENI COESIVI (CASO 1)

$c_u =$	40 KN/m ²	$L =$	30 m	$K_p =$	1,000	$F_{urto} =$	1650 KN
$\phi_u =$	0 °	$B =$	3,2 m			$F_{urto} =$	650 KN
$c =$	28 KN/m ²						
$\gamma =$	19 KN/m ³						

PESI

elemento	H	s	b	A	W x 0.9 (t)	M (tm)
1	3,50	0,45	1,04	1,58	106,31	110,03
2	2,50	1,44	1,74	1,80	121,50	211,41
3	0,70	3,20	1,60	2,24	151,20	241,92
t	0,50	0,81	0,41	0,41	21,18	8,58
TOTALI					400,19	571,94

VERIFICHE GLOBALI

SCORRIMENTO

Forze resistenti

Coesione fondazione (x0,9) =	246,61 t
Spinta terreno (x0,9) =	166,94 t
TOTALE	413,55 t

Forze attive

Urto =	168,20 t
Vento (x0,6) =	13,76 t
TOTALE	181,96 t

 $\mu_s = 2,27$

RIBALTAMENTO

Momenti resistenti

Pesi propri =	571,94 tm
Spinta terreno (x0,6) =	38,95 tm
TOTALE	610,89 tm

Momenti attivi

Urto =	521,41 tm
Vento (x0,2) =	37,16 tm
TOTALE	558,56 tm

 $\mu_r = 1,09$

CARICO LIMITE DEL CASO 2 (impatto del veicolo)

DATI			
E	110	cm	Larghezza impronta
H	200	cm	Altezza barriera
s ₁	55	cm	Spessore in testa
s ₂	63	cm	Spessore al piede
s _{medio}	59	cm	Spessore medio
h	55	cm	Spessore utile
f _{yd}	3826	kg/cmq	FeB44K
f _{cd}	182	kg/cmq	Rck 350
A _{sa}	3,14	cmq	Φ
a (passo)	20	cm	20
A _{sb}	3,14	cmq	Φ
b (passo)	20	cm	20

$$F_{U_{lim}} \text{ (kN)} = 1961$$

ELABORAZIONE

m_a 32060 kg

H	L	sen ² α	cos ² α	Asc/c	mc	Fu (kN)
10	620	0,00	1,00	0,16	32060	21442
20	620	0,00	1,00	0,16	32060	10788
30	620	0,01	0,99	0,16	32060	7266
40	620	0,02	0,98	0,16	32060	5528
50	620	0,03	0,97	0,16	32060	4502
60	620	0,04	0,96	0,16	32060	3834
70	620	0,05	0,95	0,16	32060	3369
80	620	0,06	0,94	0,16	32060	3031
90	620	0,08	0,92	0,16	32060	2778
100	620	0,09	0,91	0,16	32060	2585
110	620	0,11	0,89	0,16	32060	2435
120	620	0,13	0,87	0,16	32060	2318
130	620	0,15	0,85	0,16	32060	2225
140	620	0,17	0,83	0,16	32060	2152
150	620	0,19	0,81	0,16	32060	2095
160	620	0,21	0,79	0,16	32060	2050
170	620	0,23	0,77	0,16	32060	2016
180	620	0,25	0,75	0,16	32060	1990
190	620	0,27	0,73	0,16	32060	1972
200	620	0,29	0,71	0,16	32060	1961

PUNZONAMENTO CASO 2 (impatto del veicolo)

MATERIALI	f_d	τ_{c0}	[]
CLS Rck 350	182	6,67	kg/cm ²
ACCIAIO FeB44K	3826	-	kg/cm ²

F	163099	kg
s	55	cm
S _b	75	cm
h	200	cm
h ₁	200	cm
h ₂	120	cm
s ₁	55	cm
s ₂	63	cm
S _{medio}	59	cm
E	110	cm
H	120	cm
E*	169	cm
H'	150	cm
P	468	cm
τ	5,9	kg/cm ²
τ_{c0}	6,7	kg/cm ²

Legenda	
F	Forza d'urto
s	Spessore all'inizio del ringrosso del ringrosso
S _b	Spessore alla base del ringrosso
h	Altezza con spessore variabile
h ₁	Altezza superiore dell'impronta di carico
h ₂	Altezza inferiore dell'impronta di carico
s ₁	Spessore in corrispondenza di h ₁
s ₂	Spessore in corrispondenza di h ₂
S _{medio}	Spessore medio nella zona d'impronta
E	Larghezza impronta di carico
H	Altezza impronta di carico
E*	Proiezione sul piano medio
H'	Proiezione sul piano medio
P	Perimetro dell'impronta sul piano medio
τ	Tensione tangenziale
τ_{c0}	Deve essere > della τ (τ assorbite dal solo cls)

CLS resiste

ARMATURA A FLESSIONE E TAGLIO CASO 2

	CARICO	VEICOLO	[]
F		1600	kN
H		200	cm
H _c			cm
H _b		173	cm
H _r			cm
E		110	cm
s		55	cm
S _b		75	cm
B		522	cm
b			cm
m1b/m		5419260	kg cm / m
m1r/m			kg cm / m
m2b/m		20387	kg cm / m
m2r/m			kg cm / m

Legenda	
F	Forza d'urto
H	Altezza totale
H _c	Altezza as spessore costante
H _b	Altezza dall'incastro di base
H _r	Altezza dal ringrosso
E	Larghezza impronta di carico
s	Spessore all'inizio del ringrosso
S _b	Spessore alla base del ringrosso
B	Larghezza collaborante alla base
b	Larghezza collaborante all'inizio del ringrosso
m1b	Momento alla base dovuto all'urto
m1r	Momento al ringrosso dovuto all'urto
m2b	Momento alla base dovuto al vento (x 0,4)
m2r	Momento al ringrosso dovuto al vento (x 0,4)

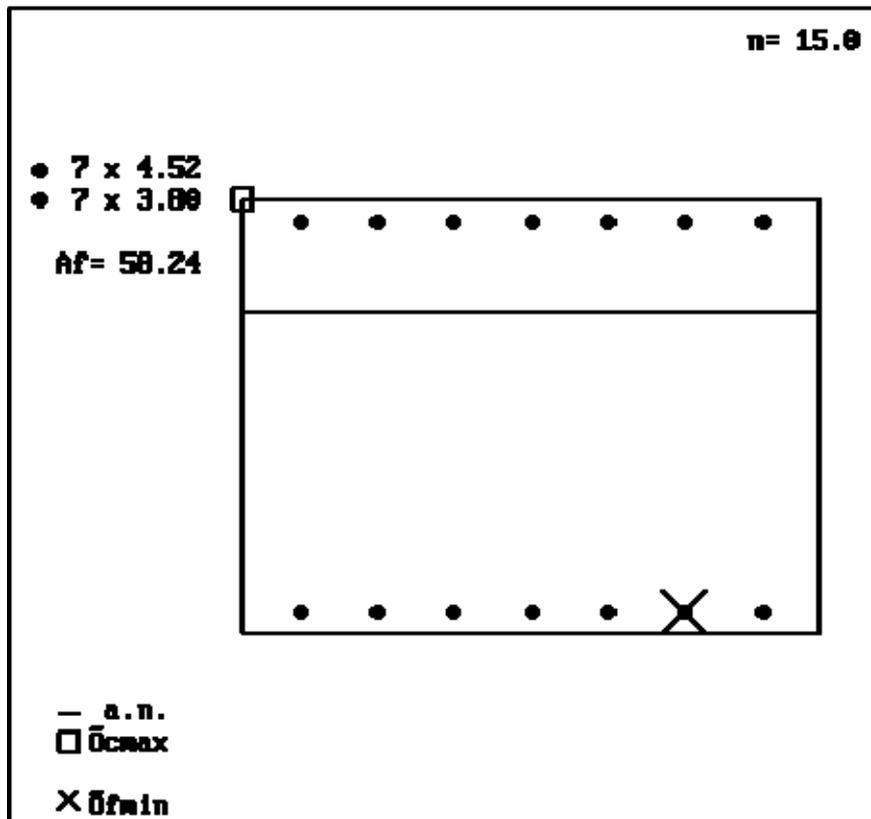
Sezione di base

M _{max} /m	4831647	kg cm / m
A _{nec}	29,1	cm ²
Φ	24	mm
A	4,52	cm ²
passo	15	cm
A _a	30,4	cm ²

Rp: Resistenza rilevato

9,12 t/m

Mrp: Momento alla base dovuto alla resistenza del rilevato 608000 kg cm/m



RIF.SOLL: Assi inerzia
P = 0 daN
M_{bc} = 48316 daNm

Asse neutro: ax+by+c=0
a=0.0000000 b=0.0002263
c=-.0126181

$\bar{\sigma}_f$ min= -2342.6 daN/cm²
 $\bar{\sigma}_f$ max= 689.2 daN/cm²

Dom.	$\bar{\sigma}_{cmax}$	$\bar{\sigma}_{cmin}$
1	58.02	0.00

TENS.NORM. VERIFICATE

Tasto [INVIO] per continuare

CARICO LIMITE DEL CASO 3 (impatto del carico)

DATI			
E	110	cm	Larghezza impronta
H	350	cm	Altezza barriera
s ₁	56	cm	Spessore in testa
s ₂	59	cm	Spessore al piede
s _{medio}	57	cm	Spessore medio
h	53	cm	Spessore utile
f _{yd}	3826	kg/cmq	FeB44K
f _{cd}	182	kg/cmq	Rck 350
A _{sa}	2,54	cmq	Φ
a	20	cm	18
A _{sb}	2,54	cmq	Φ
b	20	cm	18

$$F_{Ulim} \text{ (kN)} = 1475$$

ELABORAZIONE

$$m_a = 25148 \text{ kg}$$

H	L	sen ² α	cos ² α	Asc/c	mc	Fu (kN)
10	1050	0.00	1.00	0.13	25148	27356
20	1050	0.00	1.00	0.13	25148	13708
30	1050	0.00	1.00	0.13	25148	9171
40	1050	0.01	0.99	0.13	25148	6913
50	1050	0.01	0.99	0.13	25148	5566
60	1050	0.01	0.99	0.13	25148	4675
70	1050	0.02	0.98	0.13	25148	4044
80	1050	0.02	0.98	0.13	25148	3576
90	1050	0.03	0.97	0.13	25148	3216
100	1050	0.04	0.96	0.13	25148	2932
110	1050	0.04	0.96	0.13	25148	2703
120	1050	0.05	0.95	0.13	25148	2516
130	1050	0.06	0.94	0.13	25148	2361
140	1050	0.07	0.93	0.13	25148	2230
150	1050	0.08	0.92	0.13	25148	2120
160	1050	0.08	0.92	0.13	25148	2026
170	1050	0.09	0.91	0.13	25148	1945
180	1050	0.11	0.89	0.13	25148	1876
190	1050	0.12	0.88	0.13	25148	1816
200	1050	0.13	0.87	0.13	25148	1764
210	1050	0.14	0.86	0.13	25148	1718
220	1050	0.15	0.85	0.13	25148	1679
230	1050	0.16	0.84	0.13	25148	1645
240	1050	0.17	0.83	0.13	25148	1615
250	1050	0.18	0.82	0.13	25148	1589
260	1050	0.20	0.80	0.13	25148	1567
270	1050	0.21	0.79	0.13	25148	1548
280	1050	0.22	0.78	0.13	25148	1532
290	1050	0.23	0.77	0.13	25148	1518
300	1050	0.25	0.75	0.13	25148	1506
310	1050	0.26	0.74	0.13	25148	1497
320	1050	0.27	0.73	0.13	25148	1489
330	1050	0.28	0.72	0.13	25148	1483
340	1050	0.30	0.70	0.13	25148	1478
350	1050	0.31	0.69	0.13	25148	1475

CARICO LIMITE DEL CASO 3 (impatto del veicolo)

DATI			
E	110	cm	Larghezza impronta
H	240	cm	Altezza barriera
s ₁	66	cm	Spessore in testa
s ₂	78	cm	Spessore al piede
s _{medio}	72	cm	Spessore medio
h	68	cm	Spessore utile
f _{yd}	3826	kg/cmq	FeB44K
f _{cd}	182	kg/cmq	Rck 350
A _{sa}	2,54	cmq	Φ
a	20	cm	18
A _{sb}	2,54	cmq	Φ
b	20	cm	18

$$F_{U_{lim}} \text{ (kN)} = 1953$$

ELABORAZIONE

m_a 32450 kg

H	L	sen ² α	cos ² α	Asc/c	mc	Fu (kN)
10	740	0,00	1,00	0,13	32450	25486
20	740	0,00	1,00	0,13	32450	12799
30	740	0,01	0,99	0,13	32450	8594
40	740	0,01	0,99	0,13	32450	6511
50	740	0,02	0,98	0,13	32450	5276
60	740	0,03	0,97	0,13	32450	4464
70	740	0,03	0,97	0,13	32450	3896
80	740	0,04	0,96	0,13	32450	3478
90	740	0,06	0,94	0,13	32450	3162
100	740	0,07	0,93	0,13	32450	2917
110	740	0,08	0,92	0,13	32450	2722
120	740	0,10	0,90	0,13	32450	2567
130	740	0,11	0,89	0,13	32450	2441
140	740	0,13	0,87	0,13	32450	2338
150	740	0,14	0,86	0,13	32450	2254
160	740	0,16	0,84	0,13	32450	2185
170	740	0,17	0,83	0,13	32450	2129
180	740	0,19	0,81	0,13	32450	2083
190	740	0,21	0,79	0,13	32450	2046
200	740	0,23	0,77	0,13	32450	2016
210	740	0,24	0,76	0,13	32450	1993
220	740	0,26	0,74	0,13	32450	1975
230	740	0,28	0,72	0,13	32450	1962
240	740	0,30	0,70	0,13	32450	1953

1953 1953 -0,341

PUNZONAMENTO CASO 3 (impatto del carico)

MATERIALI	f_d	τ_{c0}	[]
CLS Rck 350	182	6.67	kg/cm ²
ACCIAIO FeB44K	3826	-	kg/cm ²

F	61162	kg
s	45	cm
s _b	90	cm
h	450	cm
h ₁	360	cm
h ₂	330	cm
s ₁	54	cm
s ₂	57	cm
s _{medio}	56	cm
E	110	cm
H	30	cm
E*	166	cm
H'	86	cm
P	337	cm
τ	3.3	kg/cm ²
τ_{c0}	6.7	kg/cm ²

Legenda	
F	Forza d'urto
s	Spessore all'inizio del ringrosso del ringrosso
s _b	Spessore alla base del ringrosso
h	Altezza con spessore variabile
h ₁	Altezza superiore dell'impronta di carico
h ₂	Altezza inferiore dell'impronta di carico
s ₁	Spessore in corrispondenza di h ₁
s ₂	Spessore in corrispondenza di h ₂
s _{medio}	Spessore medio nella zona d'impronta
E	Larghezza impronta di carico
H	Altezza impronta di carico
E*	Proiezione sul piano medio
H'	Proiezione sul piano medio
P	Perimetro dell'impronta sul piano medio
τ	Tensione tangenziale
τ_{c0}	Deve essere > della τ (τ assorbite dal solo cls)

CLS resiste

PUNZONAMENTO CASO 3 (impatto del veicolo)

MATERIALI	f_d	τ_{c0}	[]
CLS Rck 350	182	6.67	kg/cm ²
ACCIAIO FeB44K	3826	-	kg/cm ²

F	163099	kg
s	45	cm
s _b	90	cm
h	450	cm
h ₁	240	cm
h ₂	120	cm
s ₁	66	cm
s ₂	78	cm
s _{medio}	72	cm
E	110	cm
H	120	cm
E*	182	cm
H'	192	cm
P	748	cm
τ	3.0	kg/cm ²
τ_{c0}	6.7	kg/cm ²

Legenda	
F	Forza d'urto
s	Spessore all'inizio del ringrosso
s _b	Spessore alla base del ringrosso
h	Altezza con spessore variabile
h ₁	Altezza superiore dell'impronta di carico
h ₂	Altezza inferiore dell'impronta di carico
s ₁	Spessore in corrispondenza di h ₁
s ₂	Spessore in corrispondenza di h ₂
s _{medio}	Spessore medio nella zona d'impronta
E	Larghezza impronta di carico
H	Altezza impronta di carico
E*	Proiezione sul piano medio
H'	Proiezione sul piano medio
P	Perimetro dell'impronta sul piano medio
τ	Tensione tangenziale
τ_{c0}	Deve essere > della τ (τ assorbite dal solo cls)

CLS resiste

ARMATURA A FLESSIONE E TAGLIO CASO 3

	CARICO	VEICOLO	[]
F	650	1600	kN
H	450	450	cm
H0	345	200	cm
H1	245	100	
H2	145	0	
L	110	110	cm
s	57	72	cm
B0	857	582	cm
B1	657	382	cm
B2	457	182	
m10/m	2667366	5604772	kg cm / m
m11/m	2470843	4269604	kg cm / m
m12/m	2102307	0	kg cm / m
m20/m	103211	103211	kg cm / m
m21/m	60665	60665	kg cm / m
m22/m	30594	30594	kg cm / m

Legenda	
F	Forza d'urto
H	Altezza totale
H0	Altezza dall'incastro di base
H1	Altezza a 1m dalla base
H2	Altezza a 2m dalla base
E	Larghezza impronta di carico
s	Spessore medio sull'impronta
B0	Larghezza collaborante alla base
B1	Larghezza collaborantad h=1.00m
B2	Larghezza collaborantad h=2.00m
m10/m	Momento alla base dovuto all'urto
m11/m	Momento ad h=1.00m dovuto all'urto
m12/m	Momento ad h=2.00m dovuto all'urto
m20/m	Momento alla base dovuto al vento (x 0.4)
m21/m	Momento ad h=2.00m dovuto al vento (x 0.4)
m22/m	Momento ad h=1.00m dovuto al vento (x 0.4)

Sezione di base

M _{max} /m	-698104	kg cm / m
A _{nec}	-3,5	cm ²
Φ	16	mm
A	2,01	cm ²
passo	20	cm
A _a	10,1	cm ²

Rp: Resistenza rilevato alla base

42,71 t/m

Mrp: Momento alla base dovuto alla resistenza del rilevato

6406088 kg cm / m

Sezione a 1.00m dall'incastro

M _{max} /m	1316157	kg cm / m
A _{nec}	7,8	cm ²
Φ	16	mm
A	2,01	cm ²
passo	20	cm
A _a	10,1	cm ²

Rp: Resistenza rilevato alla base

25,84 t/m

Mrp: Momento alla base dovuto alla resistenza del rilevato

3014113 kg cm / m

Sezione a 2.00m dall'incastro

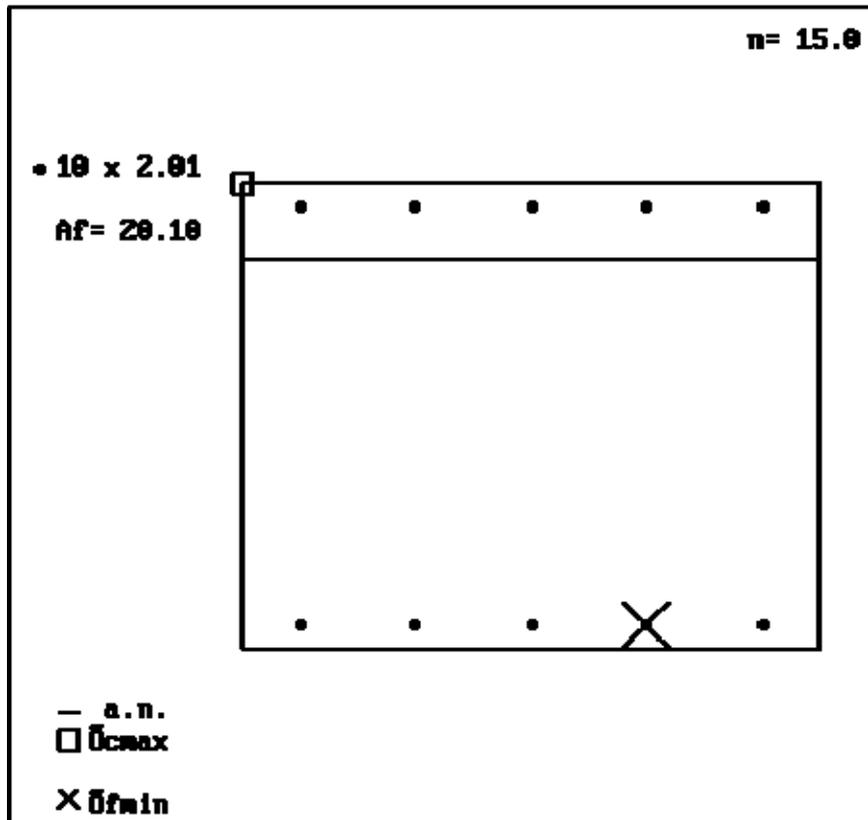
M _{max} /m	1034463	kg cm / m
A _{nec}	7,1	cm ²
Φ	14	mm
A	1,54	cm ²
passo	20	cm
A _a	7,7	cm ²

Rp: Resistenza rilevato alla base

13,18 t/m

Mrp: Momento alla base dovuto alla resistenza del rilevato

1098438 kg cm / m



RIF.SOLL: Assi inerzia
P = 0 daN
Mx = 13161 daNm

Asse neutro: $ax+by+c=0$
a=0.0000000 b=0.0001444
c=-.0097009

$\bar{\sigma}_{f \min}$ = -1824.7 daN/cm²
 $\bar{\sigma}_{f \max}$ = 254.3 daN/cm²

Dom.	$\bar{\sigma}_{cmax}$	$\bar{\sigma}_{cmin}$
1	24.65	0.00

TENS. NORM. VERIFICATE
Af tesa < .15% Acongl.

Tasto [INVIO] per continuare

CARICO LIMITE DEL CASO 4 (impatto del carico)

DATI			
E	110	cm	Larghezza impronta
H	350	cm	Altezza barriera
s ₁	56	cm	Spessore in testa
s ₂	59	cm	Spessore al piede
s _{medio}	57	cm	Spessore medio
h	53	cm	Spessore utile
f _{yd}	3826	kg/cmq	FeB44K
f _{cd}	182	kg/cmq	Rck 350
A _{sa}	2,54	cmq	Φ
a	20	cm	18
A _{sb}	2,54	cmq	Φ
b	20	cm	18

$$F_{U\text{Lim}} \text{ (kN)} = 1475$$

ELABORAZIONE

m_a 25148 kg

H	L	sen ² α	cos ² α	Asc/c	mc	Fu (kN)
10	1050	0,00	1,00	0,13	25148	27356
20	1050	0,00	1,00	0,13	25148	13708
30	1050	0,00	1,00	0,13	25148	9171
40	1050	0,01	0,99	0,13	25148	6913
50	1050	0,01	0,99	0,13	25148	5566
60	1050	0,01	0,99	0,13	25148	4675
70	1050	0,02	0,98	0,13	25148	4044
80	1050	0,02	0,98	0,13	25148	3576
90	1050	0,03	0,97	0,13	25148	3216
100	1050	0,04	0,96	0,13	25148	2932
110	1050	0,04	0,96	0,13	25148	2703
120	1050	0,05	0,95	0,13	25148	2516
130	1050	0,06	0,94	0,13	25148	2361
140	1050	0,07	0,93	0,13	25148	2230
150	1050	0,08	0,92	0,13	25148	2120
160	1050	0,08	0,92	0,13	25148	2026
170	1050	0,09	0,91	0,13	25148	1945
180	1050	0,11	0,89	0,13	25148	1876
190	1050	0,12	0,88	0,13	25148	1816
200	1050	0,13	0,87	0,13	25148	1764
210	1050	0,14	0,86	0,13	25148	1718
220	1050	0,15	0,85	0,13	25148	1679
230	1050	0,16	0,84	0,13	25148	1645
240	1050	0,17	0,83	0,13	25148	1615
250	1050	0,18	0,82	0,13	25148	1589
260	1050	0,20	0,80	0,13	25148	1567
270	1050	0,21	0,79	0,13	25148	1548
280	1050	0,22	0,78	0,13	25148	1532
290	1050	0,23	0,77	0,13	25148	1518
300	1050	0,25	0,75	0,13	25148	1506
310	1050	0,26	0,74	0,13	25148	1497
320	1050	0,27	0,73	0,13	25148	1489
330	1050	0,28	0,72	0,13	25148	1483
340	1050	0,30	0,70	0,13	25148	1478
350	1050	0,31	0,69	0,13	25148	1475

1475 1475 -0,119

CARICO LIMITE DEL CASO 4 (impatto del veicolo)

DATI			
E	110	cm	Larghezza impronta
H	240	cm	Altezza barriera
s ₁	66	cm	Spessore in testa
s ₂	78	cm	Spessore al piede
s _{medio}	72	cm	Spessore medio
h	68	cm	Spessore utile
f _{yd}	3826	kg/cmq	FeB44K
f _{cd}	182	kg/cmq	Rck 350
A _{sa}	2,54	cmq	Φ
a	20	cm	18
A _{sb}	2,54	cmq	Φ
b	20	cm	18

$$F_{U_{lim}} \text{ (kN)} = 1953$$

ELABORAZIONE

m_a 32450 kg

H	L	sen ² α	cos ² α	Asc/c	mc	Fu (kN)
10	740	0,00	1,00	0,13	32450	25486
20	740	0,00	1,00	0,13	32450	12799
30	740	0,01	0,99	0,13	32450	8594
40	740	0,01	0,99	0,13	32450	6511
50	740	0,02	0,98	0,13	32450	5276
60	740	0,03	0,97	0,13	32450	4464
70	740	0,03	0,97	0,13	32450	3896
80	740	0,04	0,96	0,13	32450	3478
90	740	0,06	0,94	0,13	32450	3162
100	740	0,07	0,93	0,13	32450	2917
110	740	0,08	0,92	0,13	32450	2722
120	740	0,10	0,90	0,13	32450	2567
130	740	0,11	0,89	0,13	32450	2441
140	740	0,13	0,87	0,13	32450	2338
150	740	0,14	0,86	0,13	32450	2254
160	740	0,16	0,84	0,13	32450	2185
170	740	0,17	0,83	0,13	32450	2129
180	740	0,19	0,81	0,13	32450	2083
190	740	0,21	0,79	0,13	32450	2046
200	740	0,23	0,77	0,13	32450	2016
210	740	0,24	0,76	0,13	32450	1993
220	740	0,26	0,74	0,13	32450	1975
230	740	0,28	0,72	0,13	32450	1962
240	740	0,30	0,70	0,13	32450	1953

PUNZONAMENTO CASO 4 (impatto del carico)

MATERIALI	f_d	τ_{c0}	[]
CLS Rck 350	182	6.67	kg/cm ²
ACCIAIO FeB44K	3826	-	kg/cm ²

F	61162	kg
s	45	cm
S _b	90	cm
h	450	cm
h ₁	360	cm
h ₂	330	cm
s ₁	54	cm
s ₂	57	cm
S _{medio}	56	cm
E	110	cm
H	30	cm
E*	166	cm
H'	86	cm
P	337	cm
τ	3,3	kg/cm ²
τ_{c0}	6,7	kg/cm ²

Legenda	
F	Forza d'urto
s	Spessore all'inizio del ringrosso del ringrosso
S _b	Spessore alla base del ringrosso
h	Altezza con spessore variabile
h ₁	Altezza superiore dell'impronta di carico
h ₂	Altezza inferiore dell'impronta di carico
s ₁	Spessore in corrispondenza di h ₁
s ₂	Spessore in corrispondenza di h ₂
S _{medio}	Spessore medio nella zona d'impronta
E	Larghezza impronta di carico
H	Altezza impronta di carico
E*	Proiezione sul piano medio
H'	Proiezione sul piano medio
P	Perimetro dell'impronta sul piano medio
τ	Tensione tangenziale
τ_{c0}	Deve essere > della τ (τ assorbite dal solo cls)

CLS resiste

PUNZONAMENTO CASO 4 (impatto del veicolo)

MATERIALI	f_d	τ_{c0}	[]
CLS Rck 350	182	6,67	kg/cm ²
ACCIAIO FeB44K	3826	-	kg/cm ²

F	163099	kg
s	45	cm
S _b	90	cm
h	450	cm
h ₁	240	cm
h ₂	120	cm
s ₁	66	cm
s ₂	78	cm
S _{medio}	72	cm
E	110	cm
H	120	cm
E*	182	cm
H'	192	cm
P	748	cm
τ	3,0	kg/cm ²
τ_{c0}	6,7	kg/cm ²

Legenda	
F	Forza d'urto
s	Spessore all'inizio del ringrosso
S _b	Spessore alla base del ringrosso
h	Altezza con spessore variabile
h ₁	Altezza superiore dell'impronta di carico
h ₂	Altezza inferiore dell'impronta di carico
s ₁	Spessore in corrispondenza di h ₁
s ₂	Spessore in corrispondenza di h ₂
S _{medio}	Spessore medio nella zona d'impronta
E	Larghezza impronta di carico
H	Altezza impronta di carico
E*	Proiezione sul piano medio
H'	Proiezione sul piano medio
P	Perimetro dell'impronta sul piano medio
τ	Tensione tangenziale
τ_{c0}	Deve essere > della τ (τ assorbite dal solo cls)

CLS resiste

ARMATURA A FLESSIONE E TAGLIO CASO 4

	CARICO	VEICOLO	[]
F	650	1600	kN
H	450	450	cm
H0	345	200	cm
H1	245	100	
H2	145	0	
E	110	110	cm
s	57	72	cm
B0	857	582	cm
B1	657	382	cm
B2	457	182	
m10/m	2667366	5604772	kg cm / m
m11/m	2470843	4269604	kg cm / m
m12/m	2102307	0	kg cm / m
m20/m	103211	103211	kg cm / m
m21/m	60665		kg cm / m
m22/m	30594		kg cm / m

Legenda	
F	Forza d'urto
H	Altezza totale
H0	Altezza dall'incastro di base
H1	Altezza a 1m dalla base
H2	Altezza a 2m dalla base
E	Larghezza impronta di carico
s	Spessore medio sull'impronta
B0	Larghezza collaborante alla base
B1	Larghezza collaborantad h=1.00m
B2	Larghezza collaborantad h=2.00m
m10/m	Momento alla base dovuto all'urto
m11/m	Momento ad h=1.00m dovuto all'urto
m12/m	Momento ad h=2.00m dovuto all'urto
m20/m	Momento alla base dovuto al vento (x 0.4)
m21/m	Momento ad h=2.00m dovuto al vento (x 0.4)
m22/m	Momento ad h=1.00m dovuto al vento (x 0.4)

Sezione di base

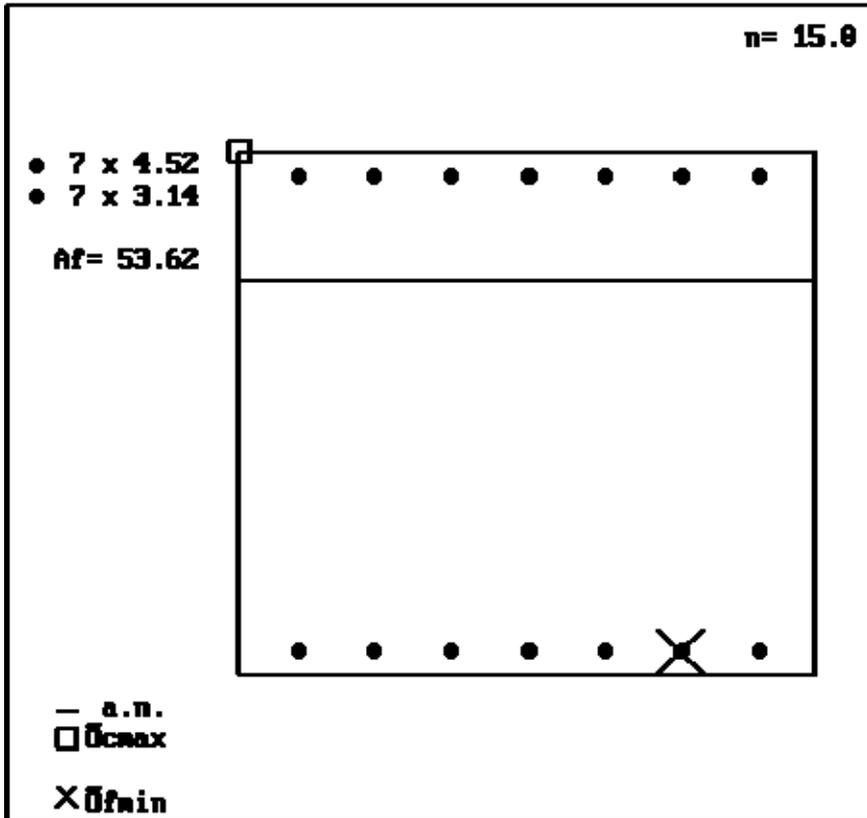
M _{max} /m	5707983	kg cm / m
A _{nec}	28.4	cm ²
Φ	24	mm
A	4.52	cm ²
passo	15	cm
A _a	30.2	cm ²

Sezione a 1.00m dall'incastro

M _{max} /m	4330269	kg cm / m
A _{nec}	25.8	cm ²
Φ	24	mm
A	4.52	cm ²
passo	15	cm
A _a	30.2	cm ²

Sezione a 2.00m dall'incastro

M _{max} /m	2132901	kg cm / m
A _{nec}	14.6	cm ²
Φ	18	mm
A	2.54	cm ²
passo	15	cm
A _a	17.0	cm ²



RIF.SOLL: Assi inerzia
P = 0 daN
Mx = 57000 daNm

Asse neutro: $ax+by+c=0$
a=0.000000 b=0.0001709
c=-.0120066

$\bar{\sigma}_{f \text{ min}}$ = -2275.0 daN/cm²
 $\bar{\sigma}_{f \text{ max}}$ = 643.5 daN/cm²

Dom.	$\bar{\sigma}_{cmax}$	$\bar{\sigma}_{cmin}$
1	52.39	0.00

TENS.NORM. VERIFICATE

Tasto [INVIO] per continuare

STABILITA' TERRENI GRANULARI (CASO 4)

$c' =$	0 KN/m²	$L =$	30 m	$K_p =$	3.690	$F_{urto} =$	1600 KN
$\phi' =$	35 °	$B =$	4.8 m			$F_{carico} =$	650 KN
$\delta =$	26 °						
$\gamma =$	19 KN/m³						

PESI

elemento	H	s	b	A	W x0,75 (t)	M (tm)
1	4.50	0.45	3.63	2.03	113.91	412.91
2	4.50	0.45	4.00	1.01	56.95	227.81
3	0.70	4.80	2.40	3.36	189.00	453.60
t	0.50	3.40	1.70	1.70	74.08	125.94
TOTALI					433.94	1220.26

*VERIFICHE GLOBALI**SCORRIMENTO*

<i>Forze resistenti</i>		<i>Forze attive</i>		
Attrito fondazione (x0,75) =	214.00 t	Urto =	163.10 t	
Spinta terreno (x0,6) =	57.09 t	Vento (x0,4) =	12.23 t	
TOTALE	271.08 t	TOTALE	175.33 t	$\mu_s =$ 1.55

RIBALTAMENTO

<i>Momenti resistenti</i>		<i>Momenti attivi</i>		
Pesi propri =	1220.26 tm	Urto =	505.61 tm	
Spinta terreno (x0,6) =	22.83 tm	Vento (x0,4) =	39.14 tm	
TOTALE	1243.10 tm	TOTALE	544.75 tm	$\mu_r =$ 2.28

STABILITA' TERRENI COESIVI (CASO 4)

$c_u =$	40 KN/m²	$L =$	30 m	$K_p =$	1.000	$F_{urto} =$	1600 KN
$\phi_u =$	0 °	$B =$	4.8 m			$F_{urto} =$	650 KN
$c =$	28 KN/m²						
$\gamma =$	19 KN/m³						

PESI

elemento	H	s	b	A	W x0,75 (t)	M (tm)
1	4.50	0.45	3.63	2.03	113.91	412.91
2	4.50	0.45	4.00	1.01	56.95	227.81
3	0.70	4.80	2.40	3.36	189.00	453.60
t	0.50	3.40	1.70	1.70	74.08	125.94
TOTALI					433.94	1220.26

*VERIFICHE GLOBALI**SCORRIMENTO*

<i>Forze resistenti</i>		<i>Forze attive</i>		
Coesione fondazione (x0,75) =	308.26 t	Urto =	163.10 t	
Spinta terreno (x0,6) =	201.25 t	Vento (x0,4) =	12.23 t	
TOTALE	509.50 t	TOTALE	175.33 t	$\mu_s =$ 2.91

RIBALTAMENTO

<i>Momenti resistenti</i>		<i>Momenti attivi</i>		
Pesi propri =	1220.26 tm	Urto =	505.61 tm	
Spinta terreno (x0,6) =	80.50 tm	Vento (x0,4) =	39.14 tm	
TOTALE	1300.76 tm	TOTALE	544.75 tm	$\mu_r =$ 2.39