

Le paratie secondo le N. T. C. 2008

Francesco Alessandrini¹

Dario Fedrigo²

Alpe Progetti srl società di ingegneria

alpe@alpeprogetti.it

Parole chiave: paratie, opere di sostegno, scavi, geotecnica, NTC2008

Sommario

Viene esposta una panoramica sulle principali tipologie di paratie, ovvero sulle opere flessibili di sostegno delle terre attualmente utilizzate nel mercato italiano. Alla successiva presentazione delle richieste introdotte dalle Norme Tecniche sulle Costruzioni del gennaio 2008 riguardo al calcolo delle paratie anche in zona sismica, segue la presentazione di un esempio di calcolo relativo ad una paratia monotirantata redatto secondo la norma.

1. Introduzione

Nell'ambito delle opere di sostegno previste dalle nuove "Norme Tecniche per le Costruzioni" introdotte nel gennaio 2008 (NTC 2008), un particolare risalto assumono le "paratie", ovvero *le opere per le quali la funzione di sostegno è assicurata principalmente dalla resistenza del volume di terreno posto innanzi all'opera e da eventuali ancoraggi e puntoni*.

La nuova norma segue in generale la logica degli Eurocodici³, in relazione ai quali presenta spesso accenni di semplificazione e, talvolta, simbolismi e coefficienti parzialmente diversi; sostituisce il D.M. del 1988⁴, che per molti anni ha regolato la progettazione geotecnica in Italia; completa e di fatto sostituisce l'Ordinanza 3274⁵ negli aspetti sismici; omogeneizza, corregge e sostituisce completamente le NTC 2005⁶.

In questo panorama normativo che sembra aver assunto finalmente una "sufficiente" chiarezza (... la perfezione non è di questo mondo) ed un indirizzo generale orientato verso una futura completa adozione degli Eurocodici, si inserisce questa nota che vuole presentare il vario e mutevole mondo delle opere di sostegno "flessibili", sinonimo di paratie, in relazione a quanto richiesto e imposto dalla nuova norma. Essa prevede un calcolo agli stati limite, con l'introduzione di numerosi coefficienti parziali; essa richiede tutto un insieme di controlli e attenzioni che, essenziali nella pratica costruttiva, erano prima "allegrementemente" trascurati dai progettisti e la cui assenza, inevitabilmente, provocava problemi esecutivi ed esigenze di variante durante la costruzione. E' una norma che senza

1 Ingegnere, senior designer di Alpe Progetti srl società di ingegneria – Udine - Italia

2 Ingegnere, designer di Alpe Progetti srl società di ingegneria – Udine - Italia

3 Eurocodice 7 – "Progettazione geotecnica"

4 D.M. Lavori Pubblici 11 marzo 1988: "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione"

5 Ordinanza P.C.M. n° 3274 del 20 marzo 2003 (e succ. modifiche): "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica"

6 D.M. Infrastrutture e Trasporti 14 settembre 2005: "Norme tecniche per le costruzioni"

dubbio si presenta, da un punto di vista teorico e pratico, più vicina allo stato dell'arte nel settore di quanto non lo facessero le norme precedenti; il rovescio della medaglia (ce n'è sempre uno ...) consiste in una maggior complessità di calcolo. Ai progettisti viene richiesta una maggior esperienza e maggiori competenze di base rispetto al passato.

2. Le paratie

La definizione di “paratia” riportata dalla norma evidenzia chiaramente un tipo di struttura che viene inserita nel terreno e, incastrandosi in esso, sostiene a sbalzo le terre che spingono al suo retro; oppure un elemento che, per garantire lo stesso sostegno, viene anche aiutato dalla presenza di ancoraggi che coinvolgono il terreno retrostante. In generale quasi tutti i tipi di paratia vengono realizzati prima di procedere allo scavo davanti ad essi mediante l'inserimento o la costruzione nel terreno di elementi verticali allungati che, affiancati l'un l'altro, costituiscono alla fine una parete di sostegno. Si comprende allora come il termine generico di “paratia” comprenda più tipologie diverse di elementi affiancabili, prefabbricati o costruiti in opera. Tra esse rientrano:

- i sistemi di palancolatura in acciaio o in c.a. prefabbricati, inseriti nel terreno mediante battitura, vibratura o infissione idraulica;
- i diaframmi in calcestruzzo eseguiti in opera con sostegno del foro mediante fanghi bentonitici o silicati;
- le pareti di pali o micropali affiancati, in cui la tipologia dei pali può variare moltissimo;
- le diaframature di terreno consolidato mediante affianco di elementi circolari (jet grouting, SSM, SMW o TA) o elementi rettangolari (CSM).

Gli stessi elementi si prestano spesso, quando isolati ma anche allineati, ad assolvere ad un compito di sostegno di carichi verticali e, in questo senso, assomigliano ai pali, con la variante di avere in genere, a differenza di questi ultimi, una sezione non circolare. Strutture analoghe vengono anche spesso usate come paratie idrauliche, circondazione di zone contaminate o schermi interrati in cui si va a perdere la funzione statica per acquisirne una più tipicamente impermeabilizzante. Spesso le tre funzioni (sostegno delle terre, sostegno ai carichi verticali e impermeabilizzazione) risultano affidate alla stessa struttura. In quanto segue ci limiteremo a considerare essenzialmente l'aspetto strutturale di sostegno alle spinte delle terre e ai carichi orizzontali più in generale.

Viste le molte tipologie a disposizione, la scelta del tipo di paratia più adeguato al caso specifico sarà fatta in relazione a più fattori tra cui lo schema statico da assumere, l'entità del carico orizzontale (ma anche verticale) da assorbire, il tipo di terreno presente, le problematiche di eseguibilità, il tipo di struttura soprastante, ecc..

Prima di addentrarci nel discorso fatto dalla normativa, affrontiamo una breve panoramica delle tipologie di paratie presenti sul mercato, cercando anche di capire sommariamente quali sono i loro principali campi di impiego.

La tabella 1 riporta un elenco parziale delle principali tipologie di paratie e delle “lavorazioni” del terreno che possono, in qualche modo, essere assimilate a delle paratie strutturali. In essa viene sommariamente descritto il tipo di paratia e il tipo di disturbo arrecato al terreno in fase di realizzazione della stessa.

Vengono individuate tre categorie di “disturbo”, ovvero elementi di paratia che provocano un notevole spostamento del terreno durante la loro realizzazione, tipico delle palancole prefabbricate in c.a. (se infisse mediante battitura o vibratura) che spostano

Tabella 1: elenco delle principali tipologie di paratie presenti nel mercato italiano

tipo di paratia	note	materiale	tipo di inserimento	possibile utilizzo di tiranti o puntoni	categoria in termini di spostam. laterali durante la realizzazione
palancole prefabbricate in c.a.	a sezione quadrata/rettangolare	calcestruzzo armato	battitura, vibratura, affondamento idraulico	in genere sommitale	grandi
accostamento di pali in legno	cilindrici	legno	battitura o vibratura	no	grandi
palancole prefabbricate in acciaio	sezioni a grecata in acciaio con giunto a scorrimento	acciaio	battitura, vibratura	in genere sommitale	piccoli
accostamento di camicie metalliche infisse	tubi cilindrici in acciaio a punta aperta	acciaio	battitura o vibratura	eventualmente sommitale	piccoli
accostamento di profili infissi	profili ad H o tubi	acciaio	battitura o vibratura	eventualmente sommitale	piccoli
accostamento di pali trivellati in bentonite	pali affiancati con interspazio di almeno 20 cm; sostegno del foro mediante fango bentonitico	calcestruzzo armato	trivellato	in genere sommitale	assenti
accostamento di pali trivellati a camicia metallica	pali affiancati con interspazio di almeno 20 cm; sostegno del foro mediante camicia metallica aperta introdotta mediante "morse" o vibratori	calcestruzzo armato	trivellato	in genere sommitale	assenti
accostamento di pali CFA (continuous flight auger) - Elica cava	pali affiancati con interspazio di almeno 20 cm; pali trivellati	calcestruzzo (armato)	inserimento elica cava a pressione e rotazione	in genere sommitale	piccoli
accostamento con intersecazione di pali trivellati	pali affiancati o addittura intersecati con scavo mediante carotiere che funge anche da sostegno del foro	calcestruzzo armato	trivellato	in genere sommitale	assenti

tipo di paratia	note	materiale	tipo di inserimento	possibile utilizzo di tiranti o puntoni	categoria in termini di spostam. laterali durante la realizzazione
accostamento di micropali (berlinesi)	accostamento con interspazio di 0-30 cm di pali trivellati di piccolo diametro	malta o pasta di cemento armato in acciaio	perforazione a rotoperforazione	a più livelli con travi orizzontali di ripartizione	assenti
diaframmi in bentonite	elementi eseguiti con benne a sezione rettangolare scavati in presenza di bentonite	calcestruzzo armato	scavo	si a più livelli	assenti
diaframmi fresati	diaframmi scavati con fresa	calcestruzzo armato	fresatura	si a più livelli	assenti
CISM (Cutter Soil Mixing) accostamento di elementi DMM (Deep Mixing Method) e altre tecniche ad elica di soil mixing (SSM, single soil mixing, SMW, soil mixing wall system o T-A, tripla elica)	tecnica di consolidamento del terreno (disgregazione e miscelazione) a sezione rettangolare tecniche di consolidamento del terreno (disgregazione e miscelazione) a sezione circolare (singola elica) o circolare multipla (fino alla tripla elica)	terreno + pasta di cemento e/o bentonite (armato) terreno + pasta di cemento e/o bentonite	Testa con due set di ruote fiesanti inserita nel terreno alberi rotanti eventualmente muniti di eliche discontinue o pale mescolatrici inserite a pressione e rotazione nel terreno	eventuale	assenti
allineamento di colonne consolidate	consolidamento pseudocilindrico del terreno mediante miscelazione terreno - botacca di cemento	terreno + pasta di cemento	perforazione a rotoperforazione del nucleo e successiva iniezione a pressione elevata (300-400 bar)	eventuale	piccoli

Tabella 2: campi di applicazione delle principali tipologie di paratie del mercato italiano

tipo di paratia	lunghezze tipiche degli elementi [m] max/ottimali	spessori min/max [mm]	altezze di scavo massime [m]	condizioni geotecniche favorevoli	condizioni geotecniche sfavorevoli	condizioni geotecniche contrarie	campi di impiego preferenziali
palancole prefabbricate in c.a.	18	300-300	5	sabbie sciolte - argille non sature	argille compatte	ciottoloni	settore marittimo, barchinaggi portuali
accostamento di pali in legno	6	150-300	2	sabbie sciolte - argille non sature	argille compatte	ciottoloni	settore marittimo leggero, confermatizoni lagunari
palancole prefabbricate in acciaio	36 (*)	200-600	10	sabbie sciolte - argille non sature	argille compatte	ciottoli, trovanti	edilizia industriale, settore marittimo
accostamento di canizie metalliche infisse	24 (*)	300-300	10	sabbie sciolte - argille non sature	calcareniti tenere	trovanti, strati duri di un certo spessore	edilizia industriale, settore marittimo
accostamento di profili infissi	12	100-300	5	sabbie sciolte - argille non sature	argille compatte	ciottoli, trovanti	edilizia industriale leggera
accostamento di pali trivellati in bentonite	25	600-1200	8	terreni sciolti medio-fini	ghiaie poco sabbiose	falde artesiane	manufatti stradali e ferroviari, edilizia industriale
accostamento di pali trivellati a canizia metallica	25	600-1200	8	terreni eterogenei coesivi	sabbie sotto falda	strati alterni argillosi e sabbiosi sotto falda, falde artesiane	manufatti stradali e ferroviari, edilizia industriale
accostamento di pali CFA (continuous flight auger) - Elica cava	25	300-700	6	terreni sciolti medio-fini	argille compatte	ciottoli, trovanti	edilizia industriale media e residenziale, infrastrutture
accostamento con intersecazione di pali trivellati	40	600-1200	10	ghiaiosi con ciottoli e trovanti, attraversamento di rocce di media durezza	alternanze terreni plastici e roccia	falde artesiane	grandi manufatti stradali e ferroviari, edilizia industriale

tipo di paratia	lunghezze tipiche degli elementi [m] max/ottimali	spessori min/max [mm]	altezze di scavo massime [m]	condizioni geotecniche favorevoli	condizioni geotecniche sfavorevoli	condizioni geotecniche contrarie	campi di impiego preferenziali
accostamento di micropali (berlinesi)	25	100-300	10		falde artesiane	nessuna	edilizia residenziale, scavi in ambito urbano, infrastrutture
diaframma in bentonite	50	130-360 x 40-120 (**)	20	terreni sciolti medio-fini	ghiaie poco sabbiose	falde artesiane	grandi manufatti stradali e ferroviari, edilizia industriale pesante, parcheggi sotterranei, banchine portuali
diaframma fresati	50	300-360 x 60-120	40	rocce di media durezza	alternanze terreni plastici e roccia	argille plastiche	grandi manufatti stradali e ferroviari, edilizia industriale pesante
CSM (Cutter Soil Mixing)	40	220-320 x 40-150	10	terreni uniformi sciolti medio-fini	ghiaie grossolane e ciottoli	trovanti in terreno sciolto	consolidamenti in campo infrastrutturale, sostegno scavi, sistemi di ritenuta idraulica
accostamento di elementi DMM (Deep Mixing Method) e altre tecniche ad elica di soil mixing (SSM, single soil mixing, SMW, soil mixing wall system o T-A, tripla elica)	30	60-150, 100 x 40	7	terreni uniformi sciolti medio-fini	terreni disomogenei con livelli addensati	terreni molto addensati, presenza di ciottoli e trovanti	consolidamenti in campo infrastrutturale, sostegno scavi, sistemi di ritenuta idraulica
allineamento di colonne consolidate	40	500-2000	10	sabbie sciolte asciutte	trovanti, terreni granulari con veloce circolazione idrica	argille compatte	edilizia industriale, infrastrutture

(*) giunzione di più elementi in genere mediante saldatura; (**) sezione tipica 250*30cm

lateralmente, compattandolo, il terreno nel quale andranno a posizionarsi; elementi di paratia che provocano uno spostamento praticamente nullo del terreno durante la realizzazione, tipico degli elementi scavati o trivellati in cui il terreno nel quale andranno a posizionarsi viene completamente rimosso prima di realizzare l'elemento stesso; e, infine, una condizione di spostamento intermedia (basso spostamento) in cui il suddetto terreno viene solo parzialmente compattato a lato dell'elemento, tipico delle palancole in acciaio.

Nella tabella sono inserite anche tutta una serie di tecniche di consolidamento del terreno, in genere realizzate mediante disgregazione del terreno e suo miscelamento con cemento (pasta di cemento) o altre miscele. Queste tecniche pervengono alla realizzazione di "pseudoparatie", di sezione circolare affiancata o rettangolare, che costituiscono di fatto una paratia strutturale quando la loro resistenza raggiunge dei valori "ragionevolmente elevati". Diversamente vanno considerati come puri consolidamenti del terreno e/o dispositivi di schermatura idraulica, con un trascurabile significato strutturale.

A livello di calcolo, la normativa non distingue tipologie di paratie a diverso comportamento statico e di diversa qualità realizzativa.

La tabella 2 riporta una descrizione delle stesse tipologie di paratie in funzione delle dimensioni e altezze tipiche di scavo, delle condizioni geotecniche più opportune o sfavorevoli e del normale campo di impiego. La tabella può aiutare nella scelta della tipologia più opportuna in funzione del problema in essere e del terreno presente; appare utile evidenziare che non tutti i tipi di paratia vanno bene in tutti i terreni e in certi casi sono assolutamente irrealizzabili.

Delle molte tipologie di paratie viste, si procede a una breve descrizione di quelle più "classiche" e tutt'ora più utilizzate, ovvero quella dei diaframmi in c.a. scavati in fango bentonitico, quella delle palancole in acciaio e quella delle pareti tirantate di micropali, genericamente denominate "berlinesi".

2.1 I diaframmi scavati con fanghi bentonitici

I diaframmi "scavati con fanghi bentonitici" permettono la costruzione di pareti che vengono eseguite prima di procedere allo scavo, mediante l'affianco di elementi in calcestruzzo a sezione rettangolare. Spesso queste pareti vengono tirantate, con la possibilità di realizzare dei sostegni anche di elevata altezza.

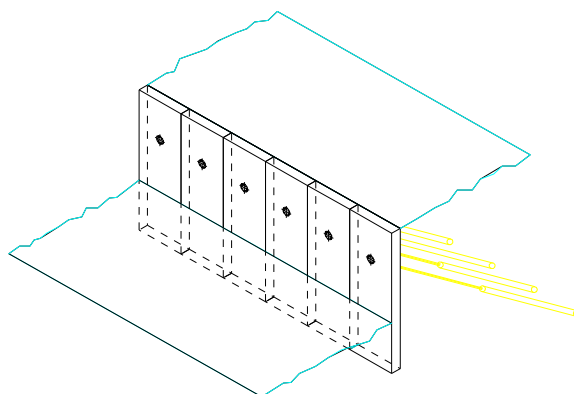


Figura 1: schema tipico di paratia di diaframmi monotirantata.

La possibilità di realizzare pareti praticamente impermeabili, li rende idonei ad un utilizzo anche sottofalda, per creare dei locali interrati che necessitano il sostegno dell'acqua, oltre che della terra.

Nella figura 1 si riporta un tipico allineamento di diaframmi, con la parte interrata, al di sotto del fondo scavo e la parte fuori terra ancorata con tiranti al terreno retrostante.

La successiva figura 2 rappresenta invece il caso di uno scavo di una decina di metri, in cui il pozzo in diaframmi è sostenuto da una fila sommitale di puntoni ancorati a una trave di collegamento della testa dei diaframmi, da una fila di tiranti intermedia e da una fila di tiranti bassa, che, una volta completata, permetterà di proseguire ulteriormente con lo scavo.

La realizzazione dei diaframmi “in fango bentonitico” avviene sostenendo lo scavo mediante, appunto, un fango bentonitico mantenuto costantemente al livello di sommità del foro.

Questo fango è dotato di proprietà tixotropiche, ovvero ha la caratteristica di passare dallo stato liquido a quello di gel mediante la semplice assenza di scuotimento o vibrazioni, cosa che permette la comparsa di uno straterello gelificato di fango sulle pareti dello scavo.

Tale straterello (il “cake”), oltre a sostenere i grani nell'immediata vicinanza del foro, forma una superficie impermeabile in grado di far sì che tutta la pressione idrostatica interna gravi sulle pareti del foro, sostenendole.



Figura 2: pozzo in diaframmi per la metropolitana di Napoli

Nella figura 3 vengono riassunte le modalità costruttive del diaframma in fango bentonitico. Nella fase 1 si nota uno scavatore cingolato che mediante un dispositivo detto “kelly” posizionato anteriormente, in cui scorre un’asta telescopica che sostiene una benna, realizza un foro di forma rettangolare nel terreno; il foro viene realizzato mantenendolo sempre pieno di bentonite; giunti a fondo foro (fase 2), si va ad inserire la gabbia metallica di armatura del diaframma (fase 3), opportunamente sostenuta di modo che non si “affloschi” nel foro e dotata di distanziatori. Ne segue il getto, attuato mediante un tubo-

getto che viene sempre mantenuto parzialmente immerso nel calcestruzzo già inserito per evitare inquinamenti e “tagli del palo” dovuti ad un eventuale rimescolamento con la soprastante bentonite. Man mano che il getto prosegue la bentonite viene “sollevata” dall’ingresso del sottostante calcestruzzo e raccolta, mediante opportuno sistema di pompaggio, in vasche per un successivo riutilizzo, previo disabbigliamento se necessario. A getto concluso e consolidato, si può procedere allo scavo di un pannello contiguo (fase 5).

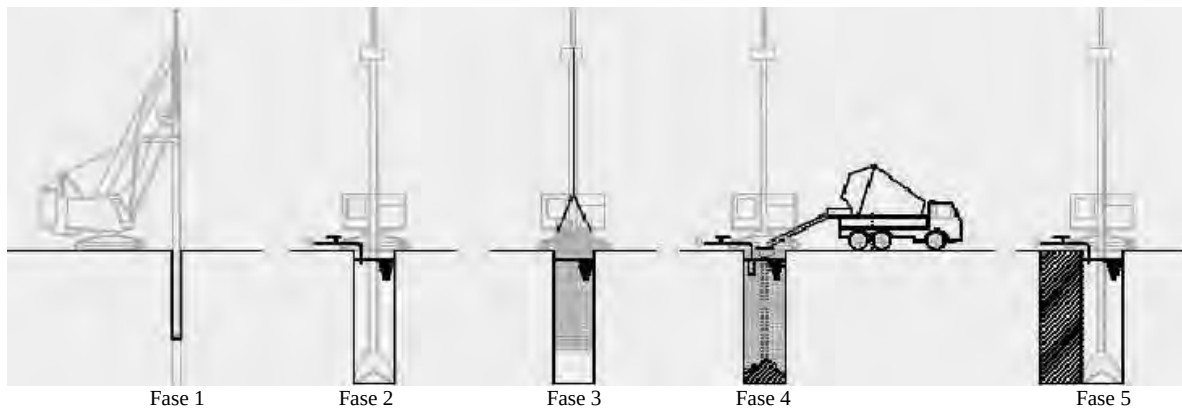


Figura 3: modalità esecutive di un diaframma "in fango bentonitico"

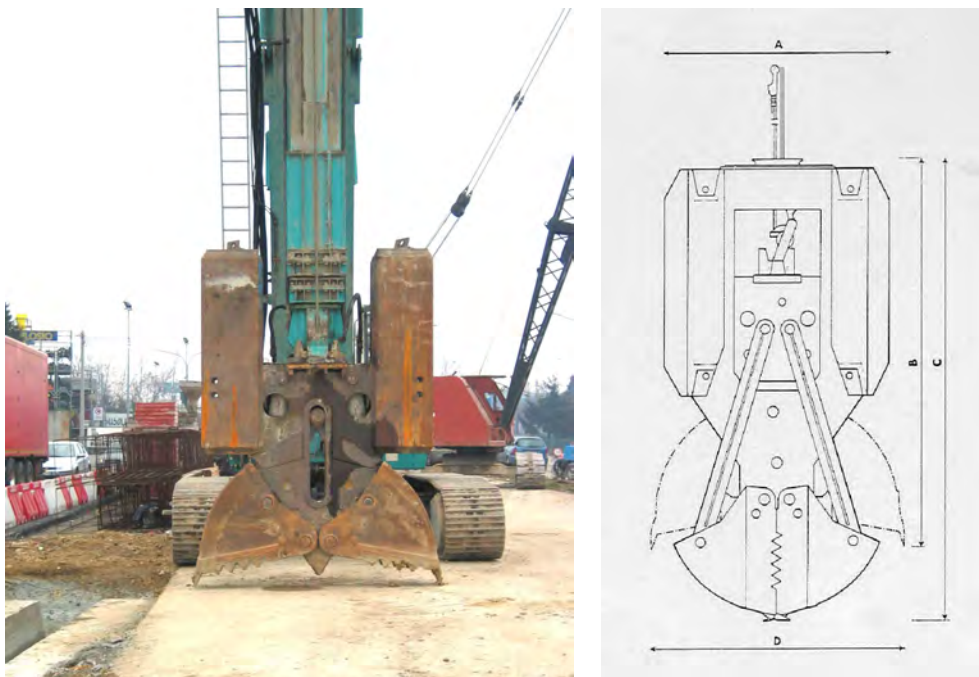
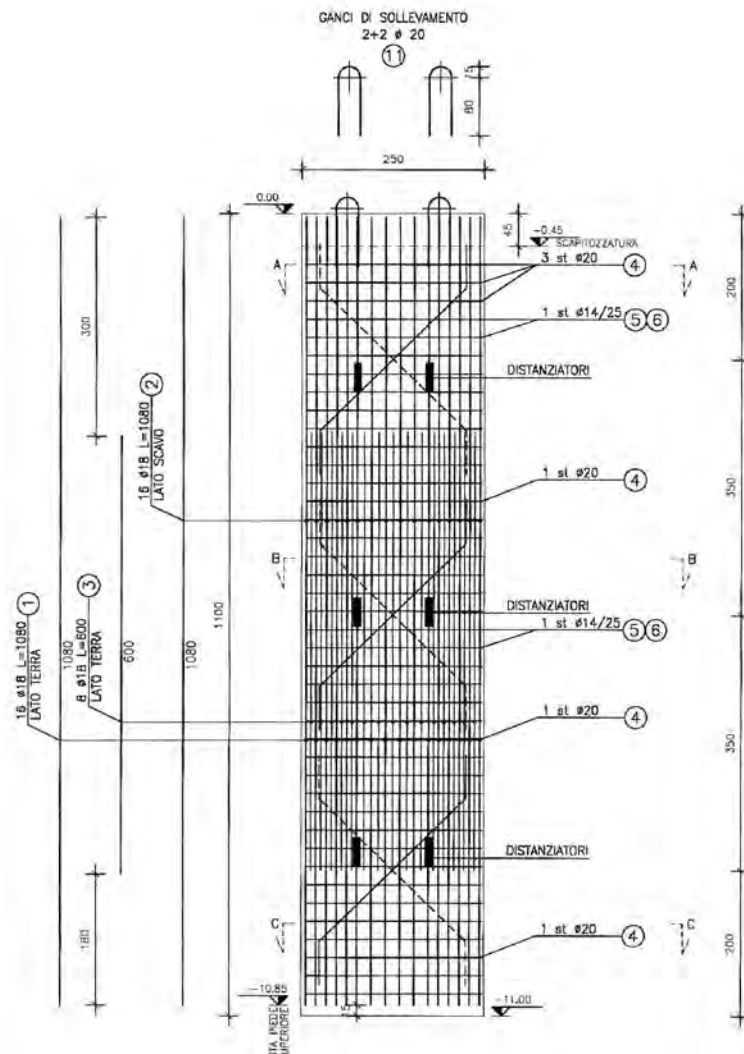
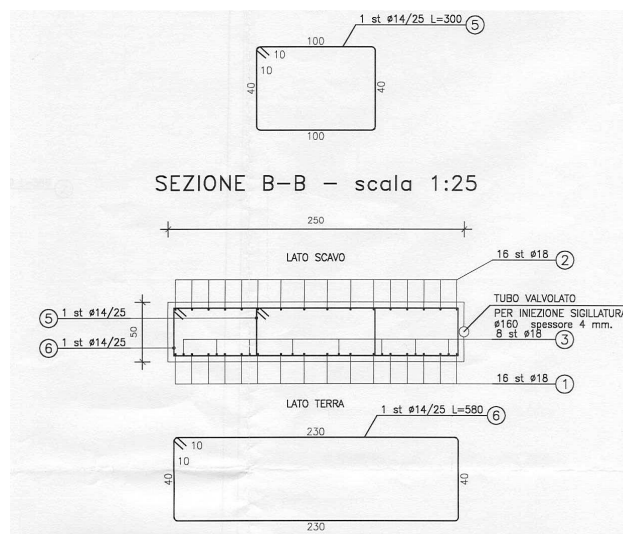


Figura 4: benne per lo scavo di diaframmi in fango bentonitico

La figura 4 presenta una tipica benna a valve azionata idraulicamente per lo scavo di elementi di diaframma a sezione rettangolare; le dimensioni della benna sono in genere attorno ai 2.50m di larghezza (D) e presentano un'altezza del “corpo benna” che può variare dai 3.0 agli 8.0 m (C); con maggiori altezze del corpo benna si riesce a gestire con maggior facilità la verticalità e l’allineamento dello scavo.



I diaframmi in c.a. vengono armati come una classica sezione in c.a., dovendo resistere principalmente a sollecitazioni flessionali e, talvolta, a sollecitazioni taglienti rilevanti, come nei punti di posizionamento di tiranti di ancoraggio o puntoni. Per assolvere a tali scopi viene posizionata un'armatura longitudinale principale lungo le facce anteriore e posteriore del pannello e una staffatura orizzontale a 2 o 4 braccia. Nelle figure 5 e 6 è riportato un esempio di armatura del singolo pannello, in cui sono visibili anche le “croci di S. Andrea” necessarie per stabilizzare le gabbie di armatura in fase di posa e i distanziatori in grado di tenere la gabbia distante dalla parete di scavo per garantire un sufficiente copriferro ($5 \div 7$ cm).

I diaframmi in c.a. hanno un campo di utilizzo davvero vasto; praticamente sono presenti in ogni settore delle costruzioni in cui si ha necessità di pareti interrato di una certa robustezza per il sostegno di scavi. Tra i vari campi di impiego si può ricordare quello edilizio (figura 7), oppure quello dei parcheggi sotterranei, delle costruzioni industriali (pozzi, vasche, ...), delle infrastrutture (ponti, metropolitane superficiali ...) come accennato in figura 8.

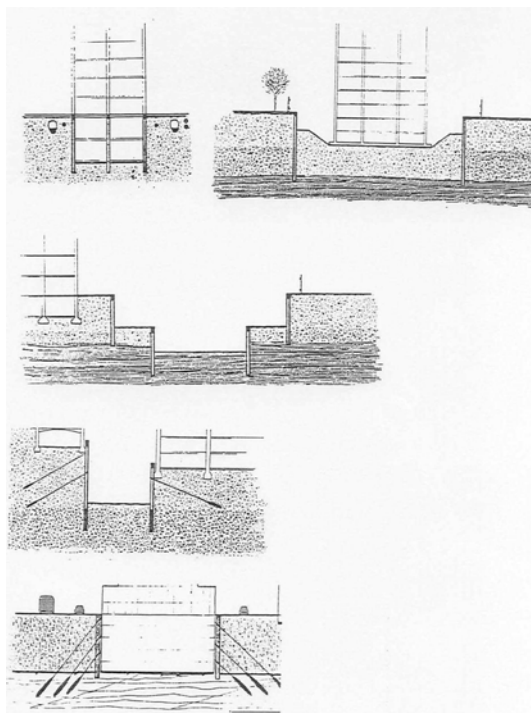


Figura 7: possibili schemi applicativi dei diaframmi in c.a. in campo edilizio

Le pareti in diaframma possono essere eseguite con schemi statici diversi (figura 9), a partire dalla semplice mensola inserita nel terreno (a), alla parete sorretta da una o più linee di ancoraggio con tiranti e/o puntoni (b), a schemi di autosostentamento (g) come per i pozzi circolari in cui la sollecitazione si scarica prevalentemente lungo direttrici orizzontali che coinvolgono più elementi della parete che, lo ricordiamo, non hanno armatura di continuità tra loro.

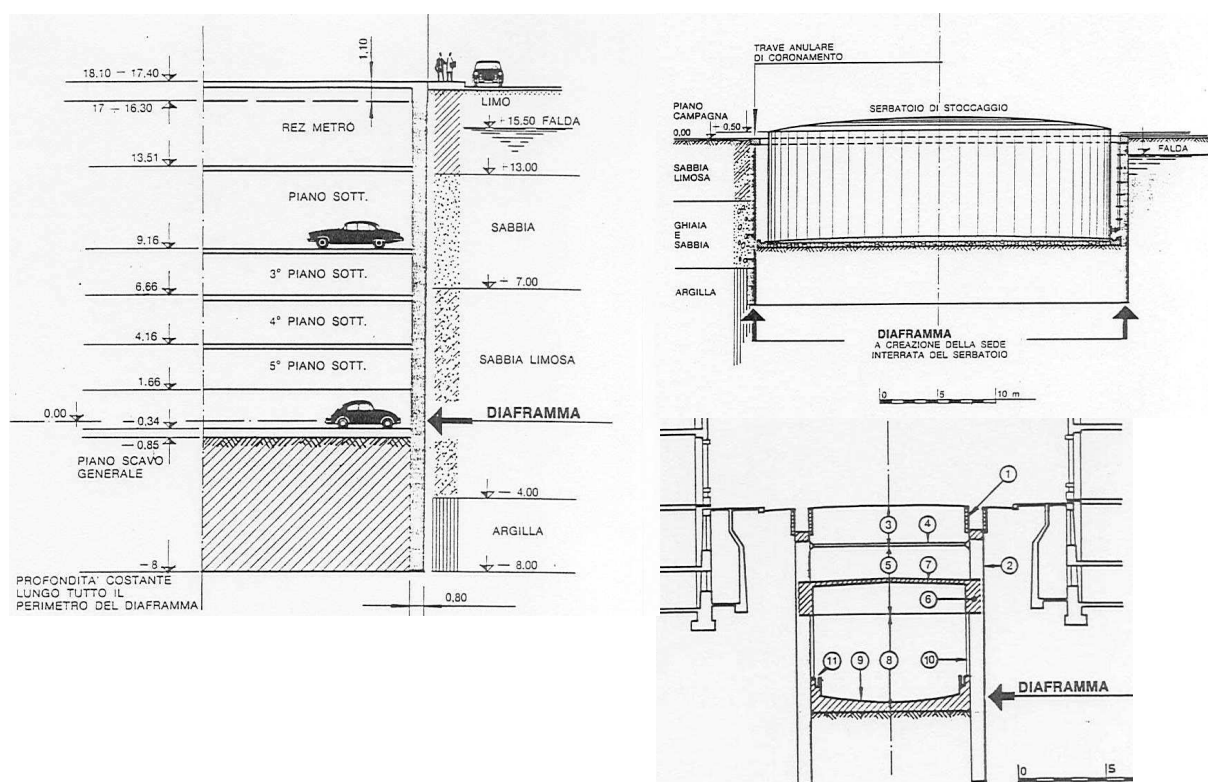


Figura 8: possibili applicazioni dei diaframmi in c.a. in vari campi delle costruzioni

I singoli elementi di diaframma sono, nel caso più semplice, semplicemente affiancati l'uno all'altro. Ciò non permette di raggiungere in genere una sufficiente impermeabilizzazione tra i pannelli; nel caso che questa sia una necessità, si dispongono, tra due pannelli successivi, degli elementi detti “tubo spalla” in grado di sagomare, tenere maggiormente pulito e/o dotare di dispositivo impermeabilizzante (water-stop) il giunto. In genere si tratta di un elemento metallico a sezione sagomata (ad esempio tipo palanca - vd. paragrafo successivo) che viene posto nel foro, prima del getto, a contatto con le pareti corte del diaframma; viene poi gettato il diaframma e gli elementi metallici vengono rimossi sfilandoli dall'alto, non appena il calcestruzzo ha fatto presa. Quando si scava il pannello contiguo, ci si trova a scavare in prossimità di una parete liscia, sagomata e facilmente pulibile, con un più facile accosto del successivo getto del pannello. Nel caso di posizionamento del water-stop, il tubo spalla viene lasciato in opera fino allo scavo e all'eventuale disabbigliamento (ovvero la rimozione della sabbia dalla bentonite, la cui presenza potrebbe provocare problemi di crollo dello scavo o di inclusioni di terreno nel getto) del pannello successivo, per procedere alla sua rimozione solo prima dell'introduzione della gabbia metallica e del successivo getto.

2.2 Palancole in acciaio

Le paratie costituite da palancole metalliche, elementi allungati in acciaio, hanno la loro tipica applicazione in ambiente marittimo e industriale, ma vengono diffusamente utilizzate anche in ambito infrastrutturale e provvisoriale grazie alla facilità di impiego (terreno permettendo), alla velocità di posa in opera e alla successiva possibile rimozione. Una

limitazione al loro uso è che il terreno nel quale vanno posizionate deve essere sgombro da impedimenti (sottoservizi, fondazioni, residui murari ...) e che il loro inserimento (battitura o vibratura) provoca talvolta sensibili disturbi ambientali; questi fattori ne hanno limitato notevolmente l'utilizzo in ambito urbano o presso costruzioni esistenti.

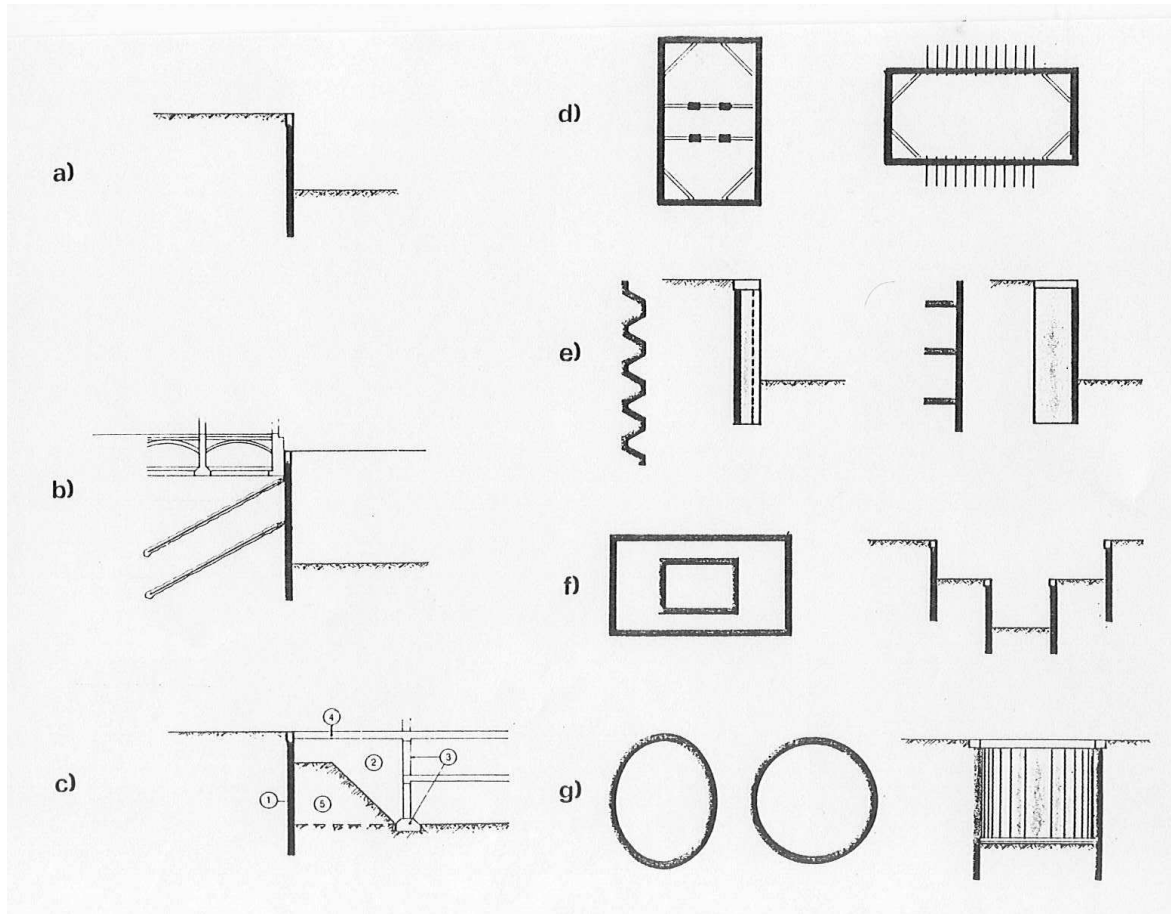


Figura 9: schemi statici comunemente utilizzati con i diaframmi in c.a.

La classica palancola metallica ha una forma a U aperta (Figura 10) che, se connessa mediante giunti metallici ad altre palancole in posizione alternativamente rovesciata, va a costituire una paratia di forma grecata. Non mancano però forme diverse (piatti, sezioni chiuse, abbinamenti con sezioni tubolari o rettangolari ...) con lo scopo, sempre, di dar luogo a pareti "continue" prodotte dalla infissione nel terreno e dalla giunzione di più elementi metallici allungati singoli.

Il collegamento tra due elementi avviene mediante dei giunti metallici (interlock) (figura 11) ricavati sui bordi longitudinali della palancola. La palancola successiva viene collegata alla precedente, già infissa, facendo scorrere il giunto della seconda all'interno di quello della prima. I giunti, grazie alla loro forma, garantiscono già una discreta impermeabilità alla parete, ma in casi specifici in cui si vuole garantire una impermeabilità completa (ad es. per il contenimento di liquidi inquinanti), vengono realizzati giunti dotati di un profilo di sigillatura elastico in poliuretano saldamente collegato alla parte interna del giunto metallico della palancola.

LARSEN Rolled-up sections

		Section modulus		Weight		Second moment of inertia I_y	Section width b	Wall height h	Back thickness t	Web thickness s
		W_y ¹⁾ cm ³ /m Wall	cm ³ / Single pile	kg/m ² Wall	kg/m Single pile					
LARSEN 755	+0.5	2060	586	131.5	98.6	46350	750	450	12.2	10.3
LARSEN 703	+0.5	1270	433	100.0	70.0	25400	700	400	10.0	8.3
LARSEN 704	+0.5	1670	548	118.6	83.0	36740	700	440	10.7	9.8
LARSEN 600	+0.5	540	132	99.0	59.4	4050	600	150	10.0	9.9
LARSEN 601	+0.5	790	246	81.8	49.1	12245	600	310	8.0	6.8
LARSEN 602	+0.5	880	264	92.5	55.5	13640	600	310	8.7	8.4
LARSEN 603	+0.5	1250	340	111.5	66.9	19375	600	310	10.2	8.5
LARSEN 603 K	+0.5	1290	343	116.5	69.9	19995	600	310	10.5	9.3
LARSEN 604 n	+0.5	1667	421	126.5	75.9	31675	600	380	10.5	9.2
LARSEN 605	+0.5	2090	525	142.5	85.5	43890	600	420	13.0	9.2
LARSEN 606 n	+0.5	2570	610	160.5	96.3	55900	600	435	14.9	9.4
LARSEN 607 n	+0.5	3270	681	193.5	116.1	73900	600	452	19.5	10.8
LARSEN 23	+0.5	2070	551	158.6	79.3	43470	500	420	12.0	10.2
LARSEN 24	+0.5	2560	581	178.6	89.3	53760	500	420	16.1	10.2
LARSEN 25	+0.5	3100	626	209.6	104.8	65100	500	420	20.5	11.7

¹⁾ The section modulus values may only be used in static computations if at least every second interlock in the wall is crimped to adsorb shear forces.

Lengths from 30 m to 36 m on request.

The basis for billing is the weight of the single pile (kg/m).

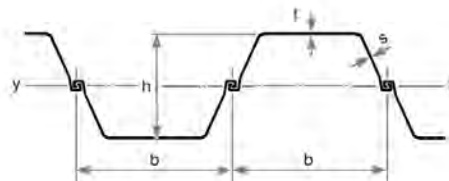


Figura 10: estratto da un manuale di palancole metalliche (sheet piling) [3]



Figura 11: forma tipica del giunto longitudinale tra due palancole metalliche e giunto con profilo in poliuretano impermeabilizzante

Si noti che il giunto tra due palancole successive è posizionato proprio in corrispondenza dell'asse neutro della sezione complessiva. Questo comporta che il progettista debba decidere se considerare o meno l'inerzia della sezione composta: solo se il giunto è un connettore in grado di impedire lo scorrimento longitudinale si può considerare un'unica sezione composta; in caso diverso vanno considerate due sezioni singole.



Figura 12: utilizzo di vibratore per l'infissione contemporanea di due elementi di palanca

L'infissione delle palancole, che in passato avveniva mediante battitura con dei battipali, ora è quasi esclusivamente realizzata mediante dei vibrator sorretti da uno scavatore e collegati alla sommità della palanca (o di due palancole nell'infissione multipla – fig. 12).



Figura 13: possibili utilizzi delle palancole metalliche come contenimento di discarica o opere provvisorie per la costruzione di una pila da ponte

Questa modalità di infissione, sfruttando vibratorii ad alta frequenza e con momento eccentrico variabile, consentono una rapida infissione e, grazie anche ad un abbattimento delle vibrazioni in fase transitoria (accensione e spegnimento), trasferiscono al terreno e a eventuali edifici circostanti vibrazioni di frequenza tale da non metterli in risonanza. Risulta così possibile utilizzare le palancole anche presso edifici esistenti, cosa impensabile in passato.

Le immagini che seguono riportano due esempi classici di utilizzo delle palancole metalliche; nella prima parte della figura 13 è rappresentata una palancolatura di contenimento di una discarica, che potrebbe essere rappresentativa anche del contenimento di un bordo fluviale o marittimo o, ancora, del contenimento di una cassa di colmata. La seconda immagine rappresenta invece il pozzo provvisorio utilizzato in ambito fluviale per la costruzione di una pila da ponte; in esso si può notare anche l'invito triangolare, sempre realizzato con palancole, per favorire il ridirezionamento delle acque in corrispondenza dell'opera.

2.3 Paratie di micropali

Le "berlinesi" sono delle paratie costituite da un insieme di micropali affiancati e, spesso, sostenute da una o più file di tiranti di ancoraggio al terreno o di puntoni. Questo tipo di paratia si è diffuso moltissimo per l'estrema adattabilità dell'esecuzione dei micropali a condizioni ambientali e geotecniche diverse ed è, grazie alla limitata dimensione dei macchinari necessari alla costruzione, praticamente l'unica tipologia di paratia utilizzabile in ambienti ristretti, quali sono spesso quelli delle ristrutturazioni edilizie. L'unica limitazione importante è dovuta alla scarsa adattabilità a scavi sottofalda, per il passaggio dell'acqua e del terreno tra pali contigui; se la si vuole realizzare in queste condizioni va abbinata a iniezioni di impermeabilizzazione tra palo e palo, cosa che risulta in genere alquanto onerosa.

I micropali sono dei pali trivellati con diametro di perforazione variabile tra i 100 e i 300 mm. Essi vengono realizzati scavando il foro mediante delle macchine perforatrici a rotopercolazione. Durante lo scavo, nei terreni che non si autosostengono, viene inserito con continuità nel foro il tubo di rivestimento, in acciaio, che assolve al compito di sostenere temporaneamente il terreno. Una volta giunti a fondo scavo, viene inserito il tubo d'armatura (o, talvolta, dei profili metallici ad H) e, dal suo fondo, viene gettata la malta (o la pasta di cemento - boiacca) che va a riempire, in risalita, l'interspazio tra l'armatura e il terreno circostante.

Durante il getto, il foro viene gradualmente liberato del tubo di rivestimento man mano che la malta risale e assolve essa stessa al sostegno del foro.

Nella figura 14 si riportano le modalità costruttive di un micropalo; in essa sono rappresentati anche i micropali valvolati, una modalità costruttiva che, attraverso la realizzazione di alcune sbulbature lungo il fusto del palo, ne aumenta sensibilmente la portata verticale. I micropali valvolati in genere non si utilizzano nelle berlinesi che hanno il solo scopo di sostegno dei carichi orizzontali, ma possono essere utilizzati proficuamente nella parte di palo che rimane completamente infissa nel terreno quando alla berlinese viene affidato il compito di resistere anche a carichi verticali.

Le berlinesi, quando non lavorano a sbalzo, vengono ancorate ad uno o più livelli mediante puntoni o tiranti di ancoraggio. Per ripartire orizzontalmente su più micropali il

carico puntuale del contrasto, si utilizzano delle travi metalliche o delle travi in calcestruzzo, queste ultime più usualmente disposte in sommità alla palificata.

Micropalo: fasi costruttive.

- 1 Esecuzione della perforazione.
- 2 Posa armatura tubolare.
- 3 Iniezioni di guida dal basso per fissare il micropalo.
- 4 Iniezioni dalle valvole (eventualmente a più riprese).
- 5 Micropalo ultimato.

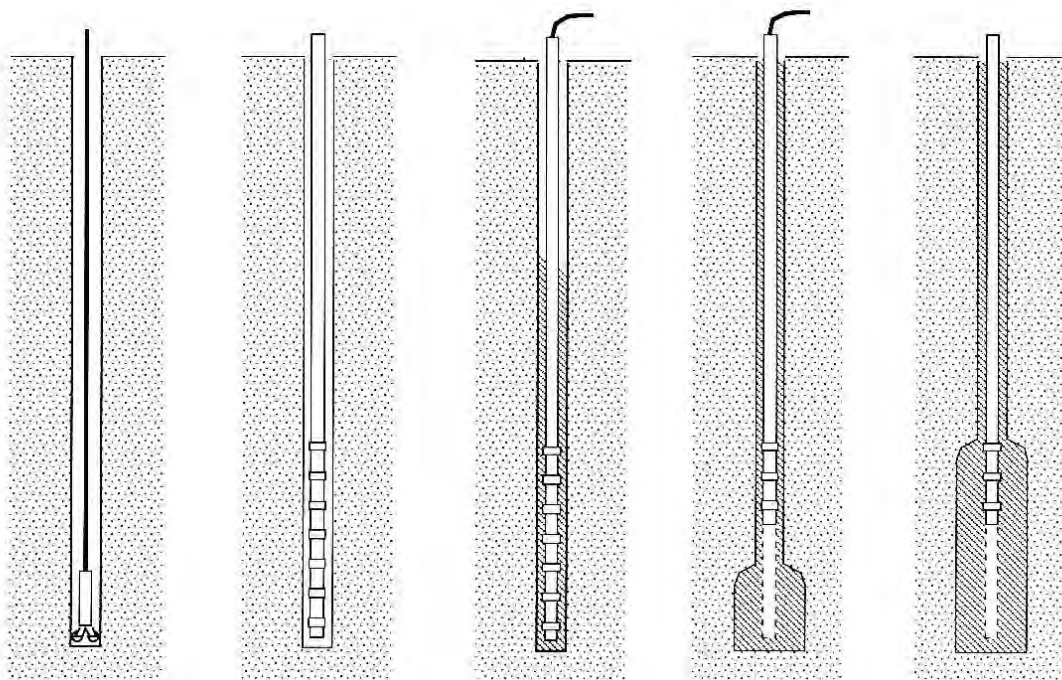


Figura 14: modalità costruttive dei micropali



Figura 15: esempio di berlinese legata in testa da un cordolo in calcestruzzo

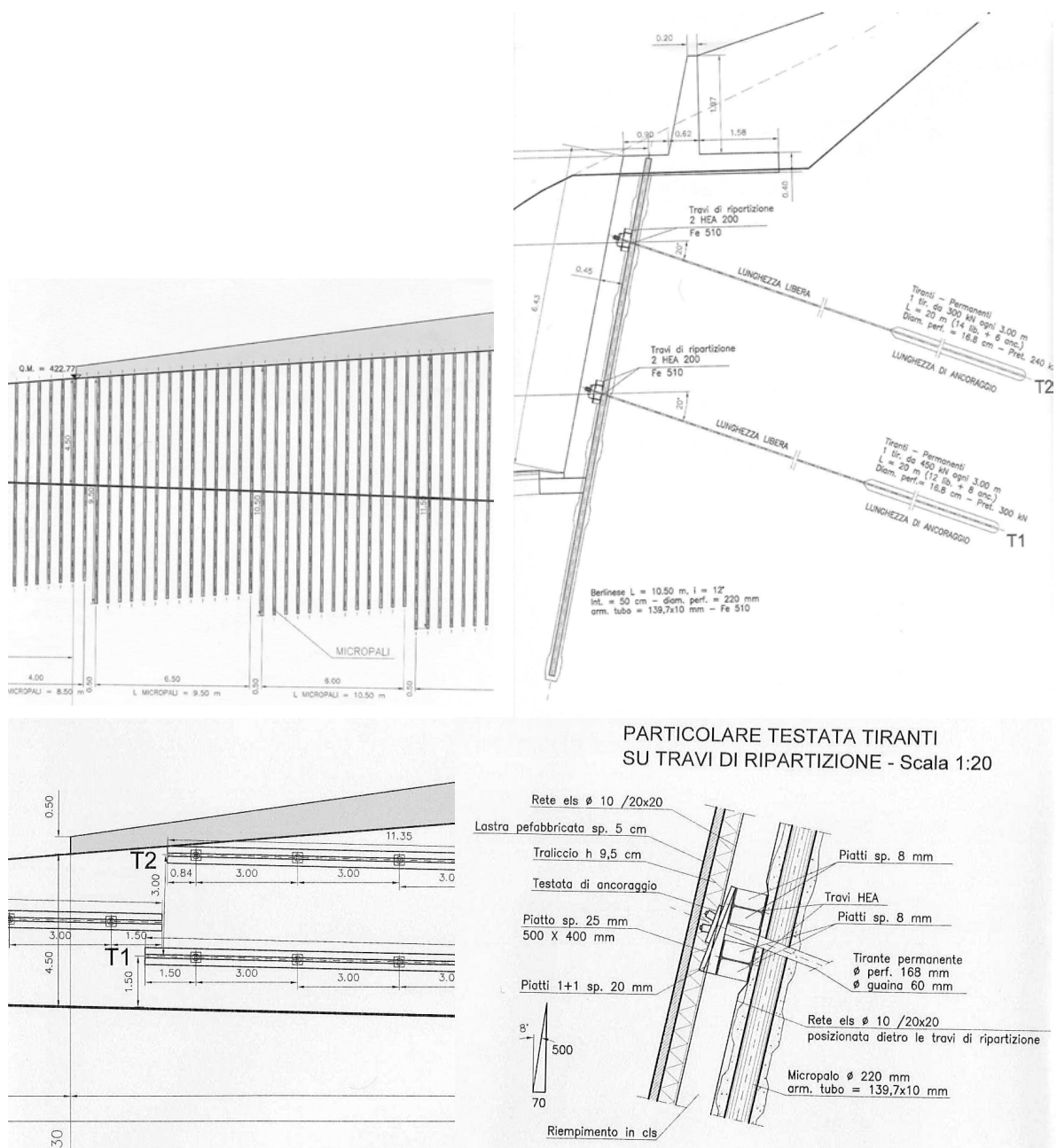


Figura 16: schemi di una berlinese inclinata con due livelli di tiranti (prospetto della palificata, sezione trasversale, prospetto del contrasto e particolare della testata dei tiranti)

Nella figura 15 viene riportata una semplice berlinese verticale collegata da un cordolo di sommità, realizzata per uno scavo nell'ambito di una ristrutturazione edilizia.

Nella figura 16 viene invece riportato lo schema di una berlinese tirantata a due livelli e inclinata (in genere i pali delle berlinesi sono verticali). E' visibile anche un prospetto di una zona della tirantatura con la posizione dei tiranti e un particolare della testata dei tiranti contrastati su una doppia trave metallica di ripartizione.

3. Il progetto delle paratie secondo le NTC 2008

In generale la nuova norma, rispetto a quella precedente (DM 1988), richiede tutta una serie di controlli progettuali aggiuntivi legati alla fattibilità e alle modalità esecutive; la maggior parte viene richiesta solo in modo generico, senza andare nel dettaglio delle verifiche (cosa del resto ragionevole per una norma, vista sia la vastità della casistica possibile, sia lo spirito prestazionale della stessa). Utilizza solo il calcolo agli stati limite e, pur proponendo in termini generali due approcci di calcolo, di fatto per le paratie se ne utilizza uno soltanto (approccio 1).

3.1 Le principali richieste della norma

In quanto segue vengono riassunte le principali richieste della norma, o perlomeno quelle più significative e quelle di cui non si tiene sempre conto nella pratica comune. Il riassunto non esime comunque dalla lettura della norma, per avere il quadro completo delle richieste. In questa prima parte sono evidenziate le richieste generali della norma, senza entrare negli aspetti di verifica sismica che saranno illustrati più avanti.

Tabella 3: principali richieste sulle paratie contenute nelle NTC 2008

in corsivo i chiarimenti delle Istruzioni

6.5 Opere di sostegno	paratie	Sono quelle opere per le quali la funzione di sostegno è assicurata principalmente dalla resistenza del volume di terreno posto innanzi all'opera e da eventuali ancoraggi e puntoni
6.5.1 Criteri generali di progetto	fasi costruttive	Va tenuto conto dell'incidenza sulla sicurezza di dispositivi complementari (drenaggi, tiranti ..) e delle fasi costruttive
	drenaggio	Va progettato il drenaggio
	dispositivi complementari	Valutare la perdita di efficacia parziale di dispositivi quali drenaggi, tiranti e ancoraggi; va inoltre predisposto un piano di controllo e monitoraggio nei casi in cui la loro perdita di efficacia configuri scenari di rischio
	spostamenti a tergo	Valutare la compatibilità degli spostamenti a tergo dell'opera in relazione alla sicurezza e funzionalità di costruzioni preesistenti; valutare gli effetti indotti da modifiche delle pressioni interstiziali
	indagini geognostiche	Le indagini geotecniche vanno estese quanto serve per poter valutare la stabilità locale e globale e i moti di filtrazione
	riempimento	Vanno prescritte le caratteristiche dei materiali di riempimento
6.5.2 Azioni		
6.5.2.2 Modello geometrico	geometria parete	Il modello deve tener conto di possibili variazioni del livello di terreno di monte e valle rispetto ai valori nominali
	falda	Senza drenaggio, nelle verifiche SLU, la superficie di falda va considerata NON inferiore alla sommità di terreni a bassa permeabilità ($k=10^{-6}$ m/s)
6.5.3 Verifiche agli SLU		E' necessario tenere in conto la dipendenza della spinta del terreno dallo spostamento dell'opera
6.5.3.1 Verifiche di sicurezza (SLU)		Vanno presi in considerazione tutti i meccanismi di SLU sia a breve che a lungo termine
6.5.3.1.2 Paratie	verifiche SLU	Vanno considerati almeno i seguenti SLU:
		SLU di tipo geotecnico (GEO) e idraulico (UPL e HYD)
		1 - collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido) <i>(per una paratia a più livelli di vincolo questo stato limite non può verificarsi)</i>
		2 - collasso per carico limite verticale <i>(vd. sezione relativa ai pali di fondazione)</i>

		3 - sfilamento di uno o più ancoraggi (vd. sezione relativa agli ancoraggi)
		4 - instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate (vd. anche sez. relativa a opere di materiali sciolti e fronti di scavo)
		5 - instabilità del fondo scavo per sollevamento (UPL; analizzati come 6.2.3.2)
		6 - sifonamento del fondo scavo (HYD - analizzati come 6.2.3.2)
		7- instabilità globale dell'insieme opera-terreno (vd. anche sezione relativa a opere di materiali sciolti e fronti di scavo)
6.5.3.2 Verifiche di esercizio (SLE)		SLU di tipo strutturale (STR)
		8 - raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi (i coeff. parziali amplificativi delle azioni possono applicarsi direttamente alle sollecitazioni)
		9 - raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto (i coeff. parziali amplificativi delle azioni possono applicarsi direttamente alle sollecitazioni)
		10 - raggiungimento della resistenza strutturale della paratia (i coeff. parziali amplificativi delle azioni possono applicarsi direttamente alle sollecitazioni)
	tiranti	Vanno calcolati i puntoni o tiranti di ancoraggio o le strutture di controventamento
	spinta passiva	Per valori di $\delta > \phi/2$ per la res. passiva va tenuto conto della non planarità delle superfici di scorrimento (circolare, spirale logaritmica ...)
	spostamenti	Valutare gli spostamenti dell'opera e del terreno circostante (con metodi empirici o analitici; essi dipendono anche dal sistema di sostegno, dalle condizioni idrauliche e dalle sequenze costruttive; con metodi analitici vanno usate le proprietà meccaniche caratteristiche del terreno, mentre i coeff. parziali sulle azioni e sui parametri di resistenza sono sempre unitari)
	interazione opera-terreno	In presenza di manufatti particolarmente sensibili dietro l'opera, deve essere sviluppata una specifica analisi dell'interazione opera-terreno tenendo conto anche delle fasi costruttive

La successiva tabella 4 illustra le verifiche richieste per le paratie e il tipo di approccio e combinazione ritenuta più idonea per il singolo caso. La specifica combinazione da adottare indicata deriva in parte da precise richieste normative, in parte dall'esperienza di utilizzo della norma che porta ad escludere a priori certe combinazioni certamente meno cautelative di quelle indicate e in parte, quando non esplicitamente indicato, da interpretazioni di chi vi scrive basate sulla logica e sul tentativo di intuire il volere del normatore.

In generale si può dire che le NTC 2008 utilizzino per le paratie sostanzialmente l'approccio 1 nel quale, a parte l'amplificazione dei carichi, si vuole sostanzialmente fattorizzare i valori caratteristici delle proprietà base dei materiali (M2).

In generale la norma indica che per lo SLU tipo GEO (geotecnico) è preferibile la combinazione 2 dell'approccio 1, mentre per lo SLU tipo STR (strutturale) è preferibile la combinazione 1 dell'approccio 1, ma non vanno di principio escluse le altre possibilità. In questo senso, e grazie all'esperienza maturata, nel caso delle verifiche strutturali (STR) viene indicata come opportuna la combinazione 1, ma non esclusa la 2.

Nella tabella 4 viene indicata una serie di coefficienti parziali che hanno il seguente significato:

- A1 e A2 (A_{UPL} e A_{HYD}) sono i coefficienti parziali da applicare alle azioni caratteristiche (eventualmente già combinate);
- M1 ed M2 sono i coefficienti parziali da applicare ai parametri geotecnici del terreno (ad esempio all'angolo di attrito ...);
- R1, R2, R3 sono coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche (ad esempio alla resistenza caratteristica di un tirante ...).

La simbologia A_{UPL} e A_{HYD} è dello scrivente e non ha riscontro in norma; con essa si è voluto indicare l'unica combinazione di carico prevista per le verifiche UPL e HYD.

Tabella 4: le verifiche richieste per le paratie, il tipo di approccio e combinazione ritenuti più idonei per il singolo caso

GEO e UPL HYD		CONDIZIONE STATICA		SISMA	
				comunque $A1=A2=1,00$	comunque $A1=A2=1,00$
1 - moto rigido	comb 1: (A1+M1+R1)	comb 2: (A2+M2+R1)			comb 2: (A2+M2+R1)
2 - carico verticale	comb 1: (A1+M1+R1)	app 1; * comb 2: (A2+M2+R2)	app 2: (A1+M1+R3)	app 1; * comb 2: (A2+M2+R2)	app 2: (A1+M1+R3)
3 - sfilamento ancoraggio	comb 1: (A1+M1+R3)				comb 2: (A2+M2+R3)
4 - tensioni totali	comb 1: (A1+M1+R1)	comb 2: (A2+M2+R1)			comb 2: (A2+M2+R1)
5 - sollevam fondo scavo		comb 2: (A _{UPL} +M2+R1)			
6 - sifonam fondo		comb 2: (A _{HYD} +M2+R1)			
7 - instabilità globale		comb 2: (A2+M2+R2)		comb 1: (A1+M1+R2) come pendio	comb 2: (A2+M2+R2) come fronte scavo
STR					
8 - ancoraggi	comb 1: (A1+M1+R1)	comb 2: (A2+M2+R1)	> res. a sfilamento comb 1: (A1+M1+R3)	comb 1: (A1+M1+R3)	
9 - contrasti	comb 1: (A1+M1+R1)	comb 2: (A2+M2+R1)		comb 1: (A1+M1+R1)	
10 - paratia	comb 1: (A1+M1+R1)	comb 2: (A2+M2+R1)		comb 2: (A1+M1+R1)	

* probabilmente da leggersi (A2+M1*R2)

I valori dei vari coefficienti parziali sono riportati in tabelle presenti nella norma; esse vengono riproposte nel seguito, talvolta con sintetiche note esplicative.

Si noti che per la verifica a carico verticale ci si rifà alle tabelle "R" relative ai pali, in relazione alle quali un diaframma in c.a. viene assimilato a un palo trivellato, come pure i micropali normali; se i micropali sono valvolati vengono assimilati a dei pali infissi, mentre le palancole in acciaio possono venir assimilate a dei pali ad elica. La similitudine è stata fatta in relazione al disturbo arrecato al terreno durante la costruzione degli elementi di paratia⁷.

Per le paratie la norma richiama anche i coefficienti "R" relativi ai muri di sostegno (tabella 6.5.I). In generale l'unica parte di questa tabella che può adeguatamente riferirsi alle paratie è quella relativa al terzo punto considerato, ovvero la "resistenza del terreno a valle" e perciò il coefficiente sarebbe da applicare in qualche modo alla spinta passiva; nei relativi casi di verifica, però, si dovrebbe utilizzare solo R1, che assume valore sempre unitario, e dunque il richiamo alla tabella sembra possa venir trascurato. Per quanto riguarda la verifica a stabilità globale sembra che il riferimento più logico sia quello di riferirsi a quanto la norma prevede per la stabilità di opere in materiali sciolti e fronti di scavo, e come tale andrebbero utilizzati i coefficienti "R" di cui al relativo paragrafo

⁷ Questo criterio di similitudine viene proposto dall'autore; sono peraltro possibili altri criteri (basati sui materiali, sulla prefabbricazione o esecuzione in opera, sulle caratteristiche esecutive ...) e sull'argomento non c'è uniformità di giudizio da parte degli addetti ai lavori.

(tabella 6.8.1 della norma). Non è comunque fuori posto nemmeno il riferimento ai pendii naturali, la cui verifica, comunque, è indubbiamente meno cautelativa.

Tabella 5: indicazione delle tabelle da utilizzare nelle verifiche (NTC 2008)

GEO e UPL HYD	coeff. parziali da tabelle:			
1 - moto rigido	6.2.I	6.2.II	6.5.I	
2 - carico verticale	6.2.I	6.2.II	6.4.II	
3 - sfilamento ancoraggio	6.2.I	6.2.II	6.6.I	
4 - tensioni totali	6.2.I	6.2.II	6.5.I	
5 - sollevam fondo scavo	6.2.I	6.2.II	6.5.I	6.2.III
6 - sifonam fondo	6.2.I	6.2.II	6.5.I	6.2.IV
7 - instabilità globale	6.2.I	6.2.II	6.8.I	
STR				
8 - ancoraggi	6.2.I	6.2.II	6.5.I	
9 - contrasti	6.2.I	6.2.II	6.5.I	
10 - paratia	6.2.I	6.2.II	6.5.I	

Tabella 6: coefficienti parziali "A" per le azioni

su NTC 2008: tabella 2.6.1 o 6.2.I

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

CARICHI	EFFETTO	coeff parz γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti

← anche peso terreno e acqua

Tabella 7: coefficienti parziali "A_{UPL}" per le azioni nelle verifiche a sollevamento del fondo

su NTC: tabella 6.2.III

Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento ⁽²⁾

CARICHI	EFFETTO	coeff parz γ_F (o γ_E)	SOLLEVAMENTO (UPL)
carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9
	sfavorevoli		1,1
permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0
	sfavorevoli		1,5
carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0
	sfavorevoli		1,5

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti

(2) da combinare con M2

Tabella 8: coefficienti parziali "A_{HYD}" per le azioni nel caso di verifica a sifonamento

su NTC: tabella 6.2.IV

Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sifonamento ⁽²⁾

CARICHI	EFFETTO	coeff parz γ_F (o γ_E)	SIFONAMENTO (HYD)
carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9
	sfavorevoli		1,3
permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0
	sfavorevoli		1,5
carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0
	sfavorevoli		1,5

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti

(2) da combinare con M2

Tabella 9: Coefficienti parziali "M" per i parametri del terreno

su NTC 2008: tabella 6.2.II

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA	coeff parz γ_M	(M1)	(M2)
tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25
coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40
peso dell'unità di volume	γ	γ_r	1,00	1,00

compressione uniassiale per le rocce	q_u	γ_{qu}		1,60
--------------------------------------	-------	---------------	--	------

Tabella 10: coefficienti parziali "R" relativi ai muri di sostegno

su NTC: tabella 6.5.I

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno

VERIFICA	coeff parz γ_R (R1)	coeff parz γ_R (R2)	coeff parz γ_R (R3)
Capacità portante della fondazione	1,00	1,00	1,40
Scorrimento	1,00	1,00	1,10
Resistenza del terreno a valle	1,00	1,00	1,40

Tabella 11: coefficienti parziali "R" relativi alle resistenze caratteristiche del palo

su NTC 2008: tabella 6.4.II

Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,00	1,45	1,15	1,00	1,70	1,35	1,00	1,60	1,30
Laterale in compressione	γ_s	1,00	1,45	1,15	1,00	1,45	1,15	1,00	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,00	1,45	1,15	1,00	1,60	1,30	1,00	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,00	1,60	1,25	1,00	1,60	1,25	1,00	1,60	1,25

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

Tabella 12: coefficienti parziali "R" per la resistenza degli ancoraggi

su NTC: tabella 6.6.I

Coefficienti parziali per la resistenza di ancoraggi

	Coefficiente	R3
Temporanei	$\gamma_{Ra,t}$	1,10
Permanenti	$\gamma_{Ra,p}$	1,20

Tabella 13: coefficienti parziali "R" per le verifiche di stabilità globale

su NTC: tabella 6.8.I

Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

Coefficiente	R2
γ_R	1,10

3.2 Le verifiche richieste

In relazione alle verifiche richieste dalla norma (verifiche SLU di cui alla tabella 3), si spendono alcune parole nel tentativo di meglio individuare e chiarire cosa la specifica verifica intende fare.

La verifica 1) richiede che ci si cauti nei riguardi del “collasso per rotazione intorno ad un punto dell’opera”. Tale verifica in senso stretto richiama uno stato in cui si raggiunge una condizione di equilibrio limite del terreno interagente con l’opera e in cui la paratia possa compiere un atto di moto rigido; per una paratia a sbalzo tale movimento (rotazione) può risultare ovvia, ma non lo è altrettanto in paratie con più livelli di vincolo. E’ opinione dello scrivente che tale verifica possa venire un po’ ampliata nel suo significato per portarsi ad individuare tutti i possibili criteri di collasso geotecnico della parete nel suo insieme; questi possono essere molteplici e, in generale, un moderno programma di calcolo ne tiene già conto quando “converge” a una soluzione stabile, risultando così implicitamente verificato ogni possibile meccanismo di moto rigido. Se dovessimo fare la stessa cosa “a mano” dovremmo immaginare tutti i possibili meccanismi di collasso come, ad esempio, quelli riportati nella figura 17.

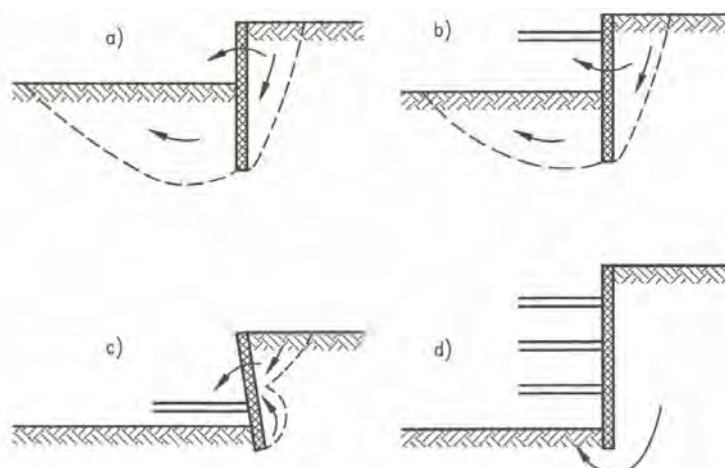


Figura 17: possibili meccanismi di collasso per moto rigido

La verifica 2) richiede invece di analizzare lo stato di “collasso per carico limite verticale”. Qui diventa ovvio il parallelismo con i pali di fondazione e, in effetti, le modalità per il calcolo sono quelle dei pali. Il diaframma può, oltre che essere sollecitato da carichi verticali esterni come un normale palo, essere soggetto in particolare alla componente verticale dei tiranti di ancoraggio (figura 18). Va dunque verificata la portanza verticale del diaframma con le modalità previste per i pali, con le dovute modifiche geometriche del caso (sezione rettangolare allungata anziché circolare). Ricadono in questa verifica eventuali carichi sismici verticali esterni.

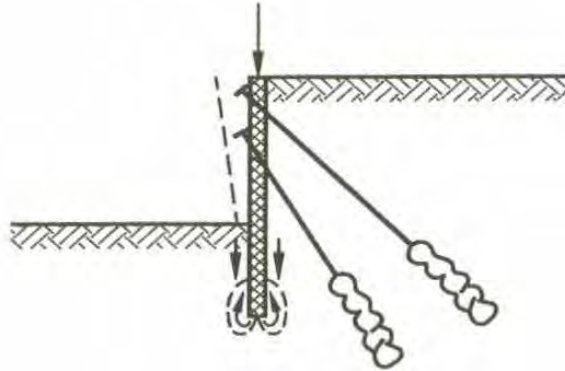


Figura 18: sollecitazione del diaframma ai carichi verticali

La verifica 3) richiede di considerare la possibilità che si sfilì un tirante di ancoraggio (o più di uno) e di procedere alla relativa verifica di sfilamento dell’elemento “tirante”. Potrebbe però essere anche inteso che si vuol verificare la stabilità dell’opera nel caso in cui un tirante venisse a mancare: ciò vorrebbe dire analizzare degli schemi statici aggiuntivi della paratia che considerino tale possibilità.

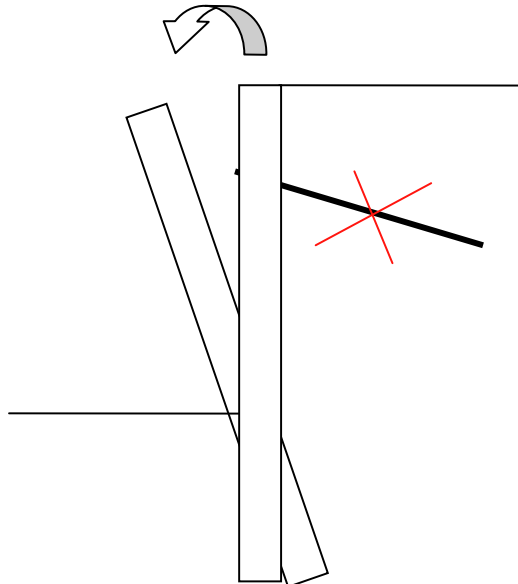


Figura 19: sfilamento di un tirante

Ma ciò vuol dire intervenire a priori nella “concezione” strutturale dell’insieme, aggiungendo, ad esempio, una trave di coronamento dei singoli pannelli di paratia (faccio

l'esempio di una paratia in diaframmi in c.a.) e andando a valutare il carico che il diaframma senza tirante porta alla trave e, tramite il trasferimento che la stessa opera, il conseguente aggravio di carico sui diaframmi contigui. Andrebbe così considerato almeno un ulteriore modello di calcolo del diaframma senza tirante, per valutare il carico che si trasferisce alla trave, e un'ulteriore fase di carico del diaframma contiguo soggetto al carico aggiuntivo trasmessogli dalla trave.

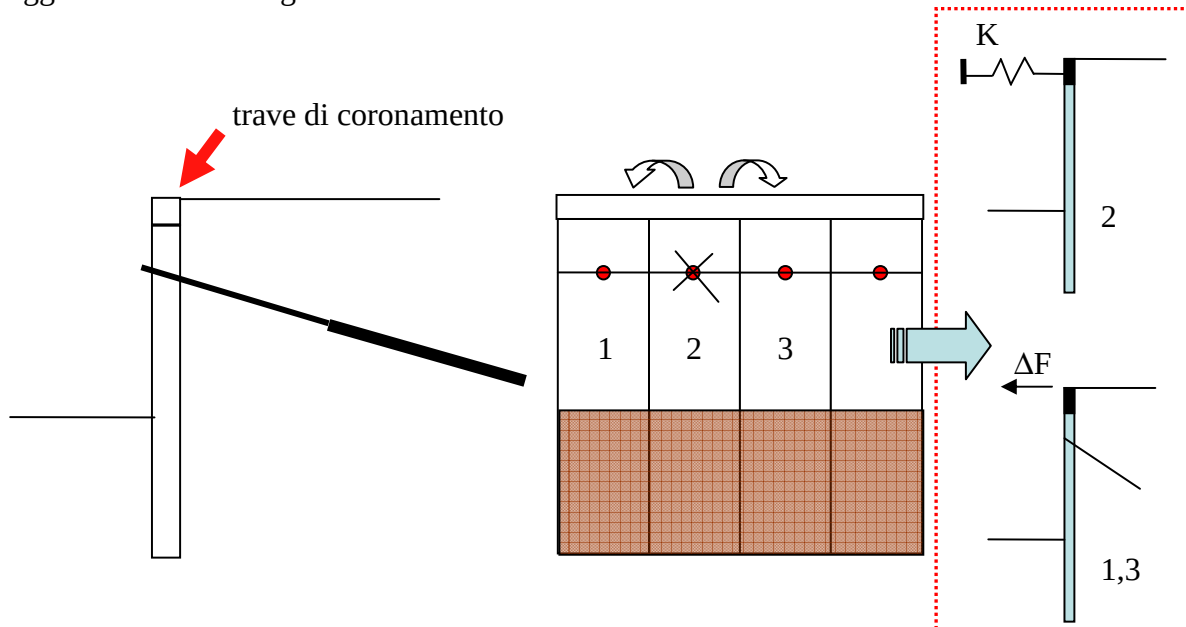


Figura 20: variazioni dello schema di calcolo del diaframma a seguito dello sfilamento di un tirante

La verifica 4) richiede che si analizzi l'instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate. Ritengo che qui il normatore intenda procedere ad una verifica in termini di tensioni totali (C_u); tale verifica va vista in generale come una condizione a "breve termine" con assenza di drenaggio. Ne consegue un ulteriore modello di calcolo in quanto a parametrizzazione del terreno.

Le verifiche 5) e 6) sono di tipo idrogeologico; la prima richiede che si analizzi l'eventuale instabilità del fondo scavo per sollevamento dello stesso (verifica UPL, da uplift), mentre la seconda analizza la possibilità di avere un sifonamento nella zona del fondo scavo (verifica HYD da hydraulics). Queste verifiche sono localizzate in genere al fronte di scavo davanti al diaframma e vanno di preferenza fatte dopo aver impostato il modello generale di calcolo (di cui alla verifica 1). Infatti solo grazie al modello, che tratta anche lo stato del terreno correlato alla sua idraulica, si può ricavare l'andamento delle pressioni neutre che sono funzione dell'eventuale moto di filtrazione che si sviluppa in corrispondenza dell'opera (che, inoltre, influenza lo stato di carico della paratia e che la normativa richiede esplicitamente di considerare). Noto l'andamento delle pressioni neutre, si può procedere alle specifiche verifiche ([1], [12]) che sono correlate anche alla tipologia di terreno presente sotto il fondo scavo: i sifonamenti sono molto più probabili in terreni sabbiosi medio-fini o nei limi sabbiosi, mentre il sollevamento del fondo scavo presuppone

The diagram illustrates the design of a well in a confined aquifer. The left part shows a cross-section of the well with labels 1, 2, and 3. The right part shows a detailed view of the well casing and screen, with dimensions D , D' , H , and $D/2$, and a head difference Δh_A . A piezometric surface is shown with a head difference Δh_A between the casing and the screen.

La verifica all'instabilità globale (7) conclude l'insieme di richieste della norma in relazione alle verifiche di tipo geotecnico. Anche questo aspetto non viene qui approfondito; mi limito solo a dire che per le paratie tirantate va applicata molta attenzione nel posizionamento della fondazione del tirante, che non deve assolutamente essere inserito all'interno della massa di terreno in possibile movimento. La normativa richiede un esplicito allungamento della lunghezza libera del tirante per tener conto che, in caso sismico, il cuneo di spinta è più grande rispetto alle condizioni statiche; ma ciò non basta a escludere superfici di scivolamento più arretrate che sono identificabili solo da un'attenta analisi a stabilità globale.

Le successive verifiche sono tutte di tipo strutturale (STR) e analizzano la resistenza degli elementi paratia, ancoraggi o puntoni. Sono verifiche che rientrano nella normale prassi di verifica di sezioni in c.a. o in acciaio, a cui si rimanda; l'unica considerazione qui opportuna è che le sollecitazioni per operare le verifiche strutturali specifiche derivano tutte dal modello di calcolo generale già citato. Nella figura 23 si riporta una sommaria carrellata delle possibili rotture di tipo strutturale che si possono avere in una paratia.

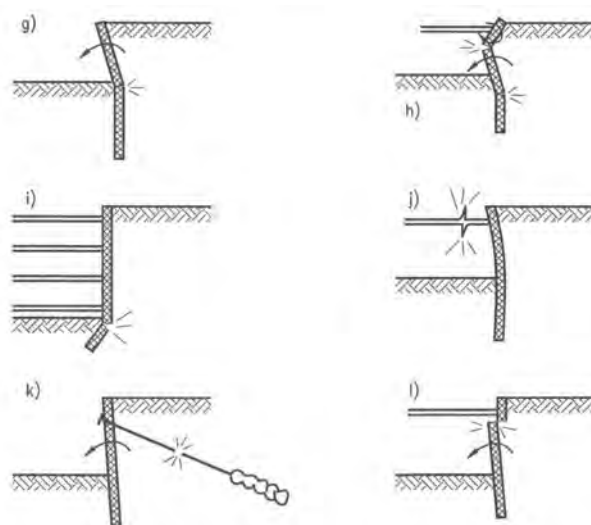


Figura 23: possibili rotture strutturali in una paratia

3.3 La determinazione delle resistenze caratteristiche

Per le verifiche a portata verticale della paratia e a trazione/compressione degli ancoraggi/puntoni si procede anche attraverso la determinazione delle resistenze caratteristiche (i relativi coefficienti “R” sono diversi da 1.00). Per la determinazione delle relative resistenze si rimanda a quanto specificatamente definito in norma, volendo qui addentrarci più specificatamente nelle problematiche delle paratie e non dei dispositivi di supporto (ancoraggi/puntoni) o di funzioni secondarie della paratia (opera di sostegno ai carichi verticali).

3.4 Le richieste della norma in ambito sismico

Nella tabella 14 vengono evidenziate le richieste della norma in relazione alle paratie posizionate in zona sismica; le NTC 2008 modificano talvolta quanto già introdotto dall’Ordinanza 3274 (che a loro volta si rifaceva agli Eurocodici 7 e 8), chiarendo meglio alcuni aspetti, semplificando alcune procedure di calcolo dei carichi sismici⁸ e diminuendo sensibilmente i carichi sismici sollecitanti.

4. Un esempio di calcolo delle paratie secondo le NTC 2008

In quanto segue viene presentato il calcolo di una semplice paratia monotirantata condotto secondo quanto prescritto dalle NTC 2008. Nell’esempio, che viene presentato nei suoi aspetti principali, saranno inserite alcune note di commento dei singoli passi in grado di descrivere e di approfondire il significato di alcune modalità indicate dalla norma.

⁸ Vale qui la pena di sottolineare che le NTC 2008 specificano solo in parte come calcolare la spinta sismica, lasciando alcuni dubbi interpretativi come, ad esempio, se k_h , definito come coefficiente sismico nella norma, sia in realtà da intendersi come un coefficiente di spinta sismica aggiuntiva (così sembra dal testo normativo). Di fatto scompaiono tutte le indicazioni relative al calcolo della spinta sismica, a partire anche da k_h , con teorie come quella di Mononobe & Okabe o quella di Wood che c’erano nell’Ordinanza 3274 e nell’EC8 (parte 5 come annesso informativo). Il calcolo che segue viene fatto sulla base della nostra interpretazione, ovvero che il normatore abbia inteso semplificare, tramite l’utilizzo di α e β (vd. calcolo k_h) il calcolo delle spinte attribuendo a k_h il significato di coefficiente di spinta sismica aggiuntiva.

La figura 24 riporta lo schema di calcolo: una paratia da eseguire mediante pannelli di diaframma in c.a. dello spessore di 60cm e alti (lunghi) complessivamente 11.0m. Lo scavo anteriore al diaframma sarà di complessivi 7.0m e verrà eseguito in 2 fasi: una prima, di circa 2.5m sarà necessaria per andare a posizionare il tirante di ancoraggio, alla quota di 2.0m dal piano campagna; la seconda, una volta che l'ancoraggio del tirante si è consolidato ed è in grado di prendere carico, di 7.0m complessivi per giungere a fondo scavo. Il terreno, su cui sono già state fatte tutta una serie di indagini geognostiche che, come progettista, ho precedentemente fatto fare sulla base di un'idea dell'opera di sostegno

Tabella 14: richieste della norma in relazione al calcolo delle paratie in zona sismica

2.4 Vita nominale, classi d'uso e periodo di rif	<i>in corsivo i chiarimenti delle Istruzioni</i>	
2.4.1 Vita nominale	opere provvisorie	Le verifiche sismiche di opere provvisorie o strutture in fase costruttiva possono essere omesse quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni
7.11.6 Opere di sostegno		
7.11.6.1 Requisiti generali	spostamenti permanenti	Sono ammissibili spostamenti permanenti indotti dal sisma che non alterino significativamente la resistenza dell'opera e siano compatibili con la funzionalità dell'opera e di opere vicini
	ampiezza indagini	Le indagini geotecniche devono avere estensione tale da consentire la caratterizzazione dei terreni che interagiscono con l'opera e di quelli che determinano la risposta sismica locale
	aspetti da considerare	- effetti inerziali nel terreno, nelle strutture di sostegno e negli eventuali carichi aggiuntivi presenti - comportamento anelastico e non lineare del terreno - effetto della distribuzione delle pressioni interstiziali, se presenti, sulla azioni scambiate fra il terreno e l'opera di sostegno - condizioni di drenaggio - influenza degli spostamenti dell'opera sulla mobilitazione delle condizioni di equilibrio limite
	metodi pseudostatici	E' ammesso l'uso di metodi pseudostatici
7.11.6.3 Paratie		
7.11.6.3.1. Metodi pseudostatici	azione sismica	L'azione sismica è definita come un'accelerazione equivalente costante nello spazio e nel tempo
	accelerazione orizzontale	$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max}$; $\alpha \cdot \beta > 0,2$ con a_h = accelerazione orizzontale k_h = coeff sismico in direzione orizzontale $\alpha < = 1$ tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera, funzione dell'altezza complessiva H della paratia, della categoria del suolo e ricavabile dal diagramma 7.11.2; nelle situazioni di eq. limite passivo, $\alpha=1$
		$\beta < = 1$ è funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza; dal diagramma 7.11.3 in funzione dello spostamento u_s che l'opera può tollerare senza riduzione di resistenza (vedi significato di u_s al punto C7.11.6.3)
	accelerazione verticale	Per le paratie si può porre $a_v = 0$
	a_{max}	a_{max} è valutata mediante un'analisi di risposta sismica locale ovvero: $a_{max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g$ con S_s = coeff amplificazione stratigrafica con S_T = coeff di amplificazione topografica a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido
	massa paratia	Possono essere trascurati gli effetti inerziali sulle masse della paratia

7.11.6.3.2 verifiche di sicurezza	azioni	Per azioni si intendono le risultanti delle spinte a tergo
	resistenze	Per resistenze si intendono le risultanti delle spinte a valle e le reazioni del sistema di vincolo
7.11.6.4 sistemi di vincolo	puntoni	I puntoni devono presentare instabilità geometrica per carichi assiali superiori a quelli che provocano il raggiungimento della resistenza a compressione del materiale; sennò $b=1$. (Qui si intende limitare la snellezza, ponendo il carico critico "Euleriano" $N_{cr} > N_{Rd} > N_{Sd}$)
	lunghezza ancoraggio	Gli ancoraggi (tiranti) vanno ancorati dietro la possibile superficie di scorrimento dei cunei di spinta, che nel caso sismico ha inclinazione maggiore del caso statico: se L_s è la lunghezza libera dell'ancoraggio del caso statico, L_e (lunghezza di ancoraggio in caso sismico) risulta $L_e = L_s \cdot (1 + 1,5 \cdot a_{max}/g)$
	liquefazione	Attenzione ad avere un margine di sicurezza adeguato nei confronti della liquefazione

che mi ero fatto e sulla base dei dati sommari del geologo che ipotizzava nella zona terreni di un certo tipo, si è visto essere di tipo sostanzialmente uniforme, caratterizzato da delle ghiaie sabbiose e schematizzabile con un comportamento a puro attrito. Il terreno, dall'analisi delle prove suddette, è stato parametrizzato con i valori di peso specifico γ_d , con quello di peso specifico saturo γ_{ds} , con l'angolo di attrito efficace caratteristico ϕ'_k , con i moduli elastici a compressione vergine E_{vc} e a scarico/ricarico E_{ur} presentati in figura. Inoltre il terreno presenta una permeabilità media, inferiore a $k=5 \cdot 10^{-4}$ m/s, il che ci permette di dire che nel calcolo non serve analizzare, nel caso sismico, la spinta dell'acqua in termini separati da quella del terreno (sistema monofase).

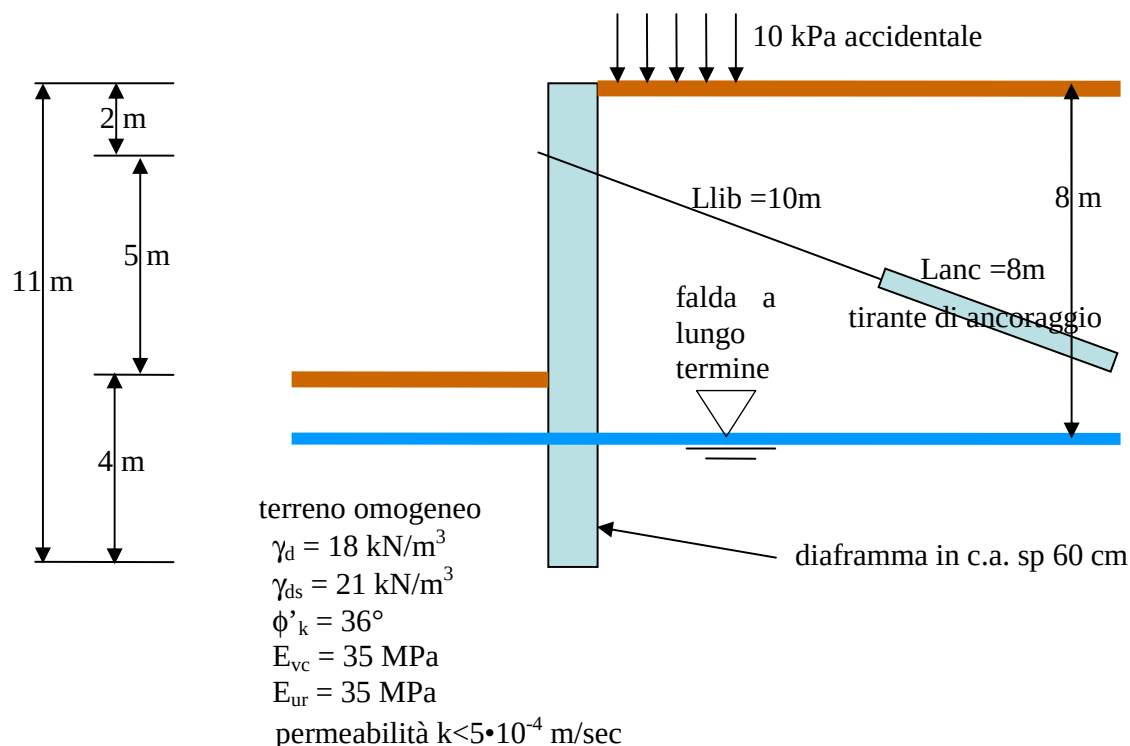


Figura 24: schema dell'esempio di calcolo di una paratia monotirantata

Il terreno, per le sue caratteristiche, non presenta problemi di liquefazione in caso sismico.

Per il caso proposto, possiamo subito escludere alcune delle verifiche richieste dalla norma, perché non attinenti o non significative per il caso in esame; nella tabella 15 vengono barrate. Sempre con riferimento alla stessa tabella, la verifica n° 1, quella del collasso per moto rigido, viene automaticamente verificata se l'analisi del modello di calcolo "converge" a una soluzione stabile; la convergenza garantisce infatti la stabilità "geotecnica" dell'opera. Dallo stesso modello sarà possibile ottenere le sollecitazioni di verifica per i tiranti (sfilamento e resistenza) richieste alle verifiche 2 e 8. Sempre dallo stesso modello si ottengono le sollecitazioni di verifica della paratia (verifica 9), mentre per l'instabilità globale (verifica 7) bisognerà procedere ad una verifica a parte. Oltre a quanto presentato bisogna poi procedere alle verifiche SLE relative alla fessurazione nel diaframma⁹ e alle deformazioni (spostamenti); lo stesso modello di seguito presentato permetterà di ricavare sia le sollecitazioni per le verifiche a fessurazione, sia la deformazione orizzontale statica e sismica per le relative verifiche di ammissibilità dello spostamento.

Tabella 15: lista delle verifiche richieste dalla norma con esclusione di quelle non pertinenti (barrate)

6.5.3.1.2 Paratie	verifiche SLU	Vanno considerati almeno i seguenti SLU: SLU di tipo geotecnico (GEO) e idraulico (UPL e HYD) 1 - collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido) ~~2 - collasso per carico limite verticale~~ 3 - sfilamento di uno o più ancoraggi ~~4 - instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate~~ ~~5 - instabilità del fondo scavo per sollevamento~~ ~~6 - sifonamento del fondo scavo~~ 7 - instabilità globale dell'insieme opera-terreno SLU di tipo strutturale (STR) 8 - raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi ~~9 - raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto~~ 10 - raggiungimento della resistenza strutturale della paratia
----------------------	---------------	--

4.1 Le fasi costruttive

La norma prevede esplicitamente che, per questo tipo di opere, si esegua un calcolo che tenga conto anche delle fasi costruttive e quindi dell'eventuale sommarsi o sottrarsi di sollecitazioni e deformazioni durante il corso della costruzione. Tutti i moderni programmi di calcolo specifici per paratie tengono conto di questo aspetto.

Nella predisposizione del modello di calcolo va dunque tenuto conto delle fasi costruttive di rilevanza statica che si tramutano in diverse fasi di calcolo; nel nostro caso sono le seguenti:

Fase 1: questa è una fase che è finalizzata ad individuare lo stato di sollecitazione base nel terreno che sta a monte e a valle della paratia; in essa si schematizza la paratia come già realizzata, ma il terreno a monte e a valle della stessa sono nella loro condizione

⁹ Tale verifica non è esplicitamente richiesta dalla NTC 2008 – § 6.5.3.2.

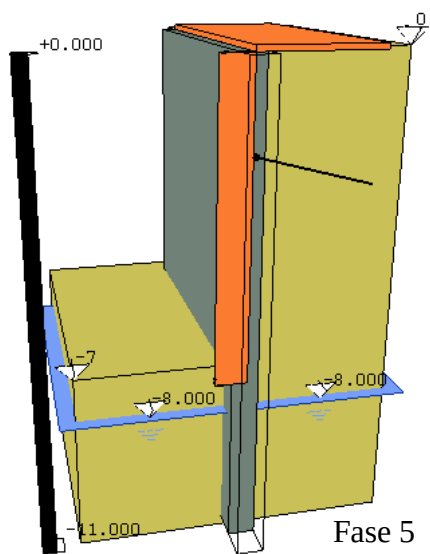
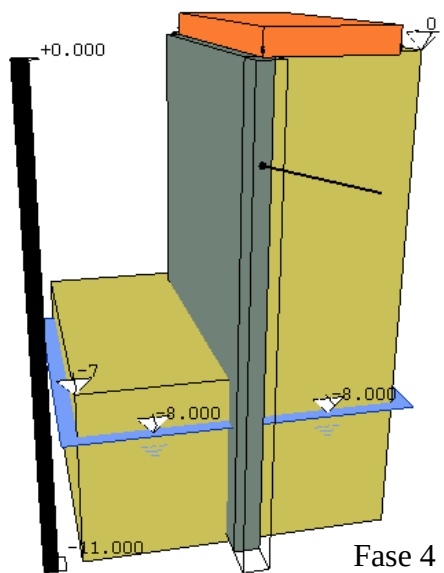
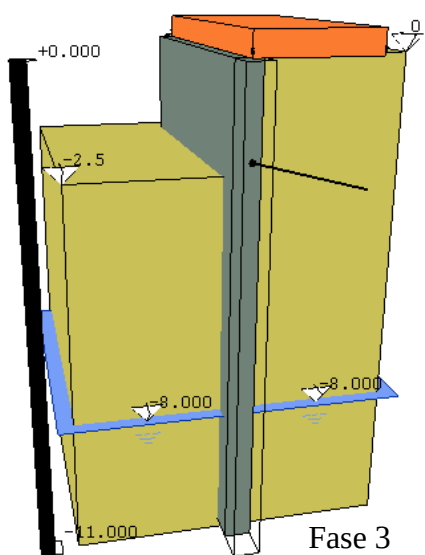
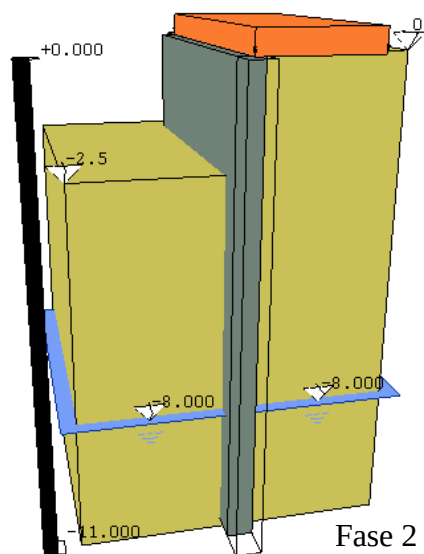
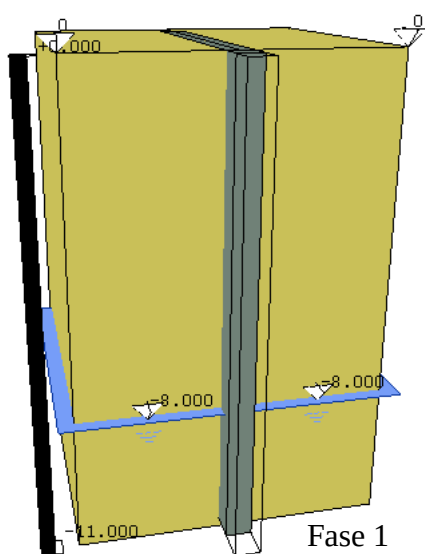


Figura 25: fasi costruttive modellate nel calcolo

“indisturbata” iniziale; normalmente viene definita come “condizione geostatica iniziale”. In questa fase vanno posizionati anche eventuali carichi permanenti esterni presenti con continuità nelle vicinanze (ad esempio fondazioni di edifici contigui) in grado di condizionare lo stato tensionale iniziale del terreno a lato della paratia.

Fase 2: si schematizza un primo scavo di 2.50m di profondità che serve per andare a posizionare il tirante.

Fase 3: si posiziona il tirante con la sua eventuale presollecitazione che, schiacciando la paratia contro il terreno, modifica lo stato tensionale sia della paratia sia del terreno retrostante.

Fase 4: si procede con lo scavo fino al “fondo scavo” posizionato a 7.00m dal piano campagna.

Fase 5: a questo punto viene applicato, quando previsto, il sisma, che va ad agire sulla struttura già completamente eseguita.

La figura 25 illustra qualitativamente le fasi considerate.

Per il calcolo si è utilizzato un programma [4] che permette di discretizzare la paratia come un’insieme di elementi finiti monodimensionali (“beam”) vincolati ad un letto di molle a comportamento elastoplastico; l’analisi condotta è quindi non lineare per fasi.

L’impostazione del modello per fasi presuppone anche l’individuazione, a priori, della sollecitazione sismica, che entra a far parte del modello come fase finale di calcolo. Tale sollecitazione viene individuata come illustrato nel paragrafo che segue.

4.2 Individuazione dei carichi sismici

Nel procedere alla determinazione del carico sismico, la norma innanzitutto richiede che si individui il periodo di riferimento V_R ; esso deriva dalla preliminare definizione della vita nominale dell’opera, la cui determinazione viene riportata nella tabella 16.

Tabella 16: individuazione della vita nominale dell'opera

		V_N	verifica sismica	
vita nominale	opere provvisorie / fasi costruttive	< 2 anni	no	
	opere provvisorie / fasi costruttive	<10 anni	sì	
	opere ordinarie	< 50 anni	sì	x
	grandi opere	<100 anni	sì	

A seguito dell’individuazione della classe d’uso e del relativo coefficiente C_u , V_R risulta come prodotto di $V_N \cdot C_u$ (tabella 17); a partire da V_N si può individuare il tempo di ritorno T_R dell’azione sismica in funzione degli stati limite dell’azione sismica; per gli stati limite di esercizio abbiamo: SLO (stato limite di operatività) e SLD (stato limite di danno), mentre per quelli ultimi abbiamo: SLV (stato limite di salvaguardia della vita) e SLC (stato limite di prevenzione del collasso). Ai fini del calcolo della paratia ciò che ci interesserà sono gli SLD (esercizio) e SLV (ultimo).

Per andare ad individuare il carico sismico bisogna individuare le coordinate del sito dove si costruisce l’opera; nel nostro esempio immaginiamo di essere nella zona di Gemona del Friuli, nota come zona di relativamente alta sismicità, individuata dalle coordinate di cui alla tabella 18. In base al reticolo di riferimento previsto dalla norma, si perviene alla determinazione della “pericolosità sismica” in funzione dei parametri di accelerazione massima del terreno a_g , del valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione F_0 e del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in

accelerazione orizzontale T_c^* ; tali valori sono diversi in funzione dello stato limite dell'azione sismica considerato (tabella 19).

Tabella 17: individuazione del periodo di riferimento, tempi di ritorno e probabilità di superamento

classi d'uso	presenza occasionale persone, edifici agricoli	I	0,70	
	normali affollamenti, senza funzioni pubbliche	II	1,00	x
	affollamenti significativi	III	1,50	
	con funzioni pubbliche o strategiche importanti	IV	2,00	

periodo di riferimento	periodo di riferimento per l'azione sismica	$V_R =$	50	anni
------------------------	---	---------	----	------

periodo di ritorno dell'azione sismica	$T_R =$	30,1	SLO	SLE	81%	$P_{VR} =$	probabilità di superamento nel periodo di riferimento
		50,3	SLD		63%		
		474,6	SLV	SLU	10%		
		974,8	SLC		5%		

Tabella 18: coordinate del sito in cui viene eseguita l'opera

coordinate	LON	13,141
	LAT	46,276

Tabella 19: determinazione della pericolosità sismica in funzione dello stato limite dell'azione sismica (le a_g sono in m/s^2 ; F_0 è adimensionale, T_c^* è in s)

	SLO	SLD	SLV	SLC
accelerazione orizzontale massima del terreno $a_g =$	0,680	0,923	2,616	3,535
val max del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale $F_0 =$	2,52	2,45	2,41	2,40
periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale $T_c^* =$	0,24	0,26	0,33	0,35

Per il calcolo del coefficiente sismico dell'azione orizzontale k_h , si passa attraverso il calcolo di a_{max} e dei coefficienti α e β secondo la seguente relazione:

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max} = \alpha \cdot \beta \cdot a_g \cdot S_S \cdot S_T \quad (1)$$

dove:

α = coefficiente di deformabilità diagrammato in norma (figura 26) in funzione della categoria di sottosuolo e dell'altezza complessiva H della paratia;

β = coefficiente di spostamento funzione dello spostamento massimo u_s che l'opera può tollerare senza riduzioni di resistenza; anche questo parametro è diagrammato in norma (figura 27);

S_S = coefficiente di amplificazione stratigrafica;

S_T = coefficiente di amplificazione topografica.

su NTC 2008: figura 7.11.2

Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α

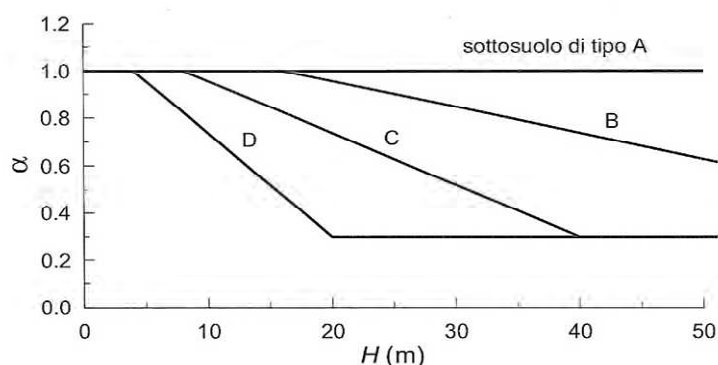


Figura 26: determinazione del coefficiente di deformabilità α

su NTC 2008: figura 7.11.3

Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β

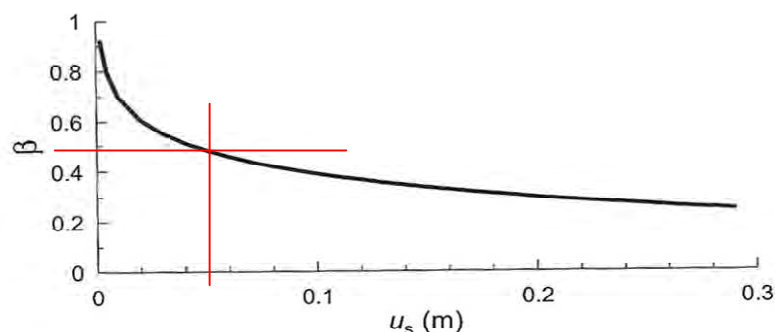


Figura 27: determinazione del coefficiente di spostamento β (evidenziato il valore dell'esempio di calcolo)

Sulla base di quanto sopra, va dunque individuata la categoria di sottosuolo (C nel nostro caso) e il coefficiente di deformabilità α , posto direttamente uguale ad 1 in quanto siamo in condizioni di equilibrio limite passivo (la nostra struttura non può essere stabile senza la resistenza passiva del terreno davanti al diaframma) (tabella 20). Se dovessimo utilizzare la figura 26, si fa notare che il diagramma di norma non riporta la categoria E di sottosuolo, per la quale vanno fatte considerazioni specifiche.

Andiamo poi a determinare il massimo spostamento u_s che la nostra struttura può tollerare senza riduzioni di resistenza. Tale parametro è nella norma alquanto qualitativo e indefinito, tanto che le "Istruzioni" hanno sentito la necessità di individuare meglio il suo

significato. Secondo esse, u_s va visto come *il valore massimo dello spostamento post-sismico ammissibile derivante da un atto di moto rigido che chiami in causa la resistenza del terreno e/o come lo spostamento in corrispondenza del quale si raggiunge una rottura di tipo fragile negli elementi di vincolo.*

Tabella 20: determinazione della categoria di sottosuolo e del coefficiente α

categoria di sottosuolo	A	
	B	
	C	x
	D	
	E	
	S1	
	S2	
altezza complessiva paratia H =	11	m
spinta in condizioni di equilibrio limite passivo?	si	
coefficiente di deformabilità α =	1,00	

La norma comunque stabilisce un limite massimo pari allo 0,5% dell'altezza complessiva dell'opera; nel nostro caso assumiamo tale valore massimo, corrispondente a uno spostamento di 5,5 cm, accettabili sia dai tiranti (anch'essi subiscono spostamenti in fase sismica superiori a quelli massimi "statici"), sia da uno spostamento rigido della paratia possibile mediante uno schiacciamento del terreno anteriore in reazione passiva. Sulla base di tale u_s , β risulta pari a 0,48 (figura 27), e $\alpha \cdot \beta$ ancora 0,48¹⁰.

Nell'analisi della risposta sismica locale entrano in gioco i coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica. Sulla base della tabella di norma 3.2.V si può calcolare il valore del coefficiente di amplificazione stratigrafica in funzione dello stato limite dell'azione sismica considerato e della categoria di sottosuolo; sulla base della scelta della categoria topografica (tabella di norma 3.2.IV) si ricava il valore di S_T dalla tabella di norma 3.2.VI. Nello specifico del nostro esempio si ha quanto riportato nella tabella 21.

Tabella 21: determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica S_s e amplificazione topografica S_T

	SLO	SLD	SLV	SLC
coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s =	1,50	1,50	1,31	1,18
categorie topografiche	T1	x		
	T2			
	T3			
	T4			
coefficiente di amplificazione topografica S_T =	1,00			

10 Val qui la pena di ricordare che le NTC 2008 introducono una notevole riduzione delle spinte sismiche rispetto, ad esempio, all'EC8, in cui si raccomandava per le paratie un coefficiente $r=1/\beta$ compreso tra 1 e 2; tale assunto non trova tutti d'accordo ed è oggetto di dibattito.

Finalmente abbiamo tutti i dati per calcolarci $a_{\max}$ e k_h , che nell'esempio risultano pari a quanto riportato nella tabella 22.

Tabella 22: calcolo dei valori di $a_{\max}$ e k_h (accelerazioni in m/s^2)

	SLO	SLD	SLV	SLC
$a_{\max} = a_g \cdot S_s \cdot S_T =$	1,02	1,38	3,44	4,18

	SLO	SLD	SLV	SLC
coefficiente sismico orizzontale $K_h =$	0,05	0,07	0,17	0,20

Dalla determinazione di k_h si perviene direttamente alla stima del carico sismico “pseudostatico” moltiplicando k_h per le *forze di gravità*¹¹ che, nell'esempio sono considerate essere solo quelle relative al peso del terreno dietro alla zona di diaframma scavata. Il valore complessivo della spinta sismica risulta dunque:

$$T_{sld} = k_{h\ sld} \cdot H_s^2 \cdot \gamma_d / 2 = 0,07 \cdot 7,00^2 \cdot 18 / 2 = 30,87 \text{ kN} \quad (2)$$

$$T_{slv} = k_{h\ slv} \cdot H_s^2 \cdot \gamma_d / 2 = 0,17 \cdot 7,00^2 \cdot 18 / 2 = 74,97 \text{ kN} \quad (3)$$

Tale spinta, che reputo vada distribuita in modo “diffuso” e non concentrato sulla parte di diaframma ad essa soggetta, viene applicata, sulla base di quanto la norma prevede per i muri di sostegno, in modo diversificato a seconda che si abbia a che fare con una parete in grado di traslare/ruotare o rigida. Ora anche questo concetto nel nostro caso è relativo, nel senso che una qualsiasi paratia tirantata ha certi margini di spostamento ed è dunque difficile inserirla nelle categorie limite di “spostabile” o “rigida”, ricordando anche che per la determinazione di β abbiamo comunque supposto una certa possibilità di spostamento u_s . Riferendoci comunque a quanto previsto nelle norme precedenti e anche in ambito Eurocodici, decidiamo che una paratia a sbalzo sia comunque definibile “non rigida”, mentre una tirantata la definiamo “rigida”¹². Nel caso di paratia non rigida, l'applicazione del carico sismico va fatta “in analogia alla spinta statica” ovvero, riferendoci al nostro semplice esempio, come un diagramma triangolare di spinta nullo in sommità. Nel caso invece di paratia “rigida” si assume che la spinta venga applicata a metà altezza ovvero in modo uniforme. Tutto ciò ha anche una logica strutturale ben chiara: nel secondo caso si intende caricare “di più” gli elementi strutturali “alti” della paratia, ovvero i tiranti di ancoraggio, cautelandosi così sulla loro fondamentale funzione per la stabilità dell'opera.

Nel nostro caso avremo dunque da applicare un carico uniformemente distribuito sulla parte posteriore del diaframma anteriormente scavato pari a:

11 Questo approccio considera k_h come un coefficiente di spinta sismico con cui incrementare la spinta statica precedentemente valutata. Tale approccio, insolito nella prassi precedentemente consolidata, si basa sull'osservazione che la norma non specifica k_h come il coefficiente sismico della massa inerziale del terreno appartenente al cuneo di spinta, ma come semplice coefficiente da applicare alle *forze di gravità*, semplificando quindi il calcolo dell'azione sismica. L'approccio classico vedrebbe k_h come un coefficiente sismico da inserire nelle relazioni di Mononobe & Okabe o di Wood per calcolare poi i coefficienti di spinta sismici complessivi.

12 In realtà il discorso è ben più complesso, in quanto il fatto che la paratia sia deformabile piuttosto che rigida condiziona sia l'entità delle spinte statiche sia quella delle sovraspinte sismiche [norm 7]

$$t_{sld} = T_{sld}/H_s = 30,87/7,00 = 4,41 \text{ kN/m}^2 \quad (4)$$

$$t_{slv} = T_{slv}/H_s = 74,97/7,00 = 10,71 \text{ kN/m}^2 \quad (5)$$

A questa spinta si potrebbe aggiungere in modo del tutto analogo anche quella dovuta all'aliquota di sovraccarico considerabile in fase sismica, cosa che nell'esempio viene trascurata. La norma ci permette di trascurare i carichi inerziali della paratia. Tali carichi sono senz'altro trascurabili se si ha a che fare con paratie "leggere" (come ad esempio quelle in palancole metalliche), ma che cominciano ad essere significativi nel caso di paratie "pesanti" come quelle in diaframmi in c.a.. Nel nostro esempio il carico inerziale assumerebbe un'influenza pari a circa il 20% della spinta sismica dovuta al terreno, e dunque non propriamente insignificante. Nell'esempio, comunque, non viene considerato.

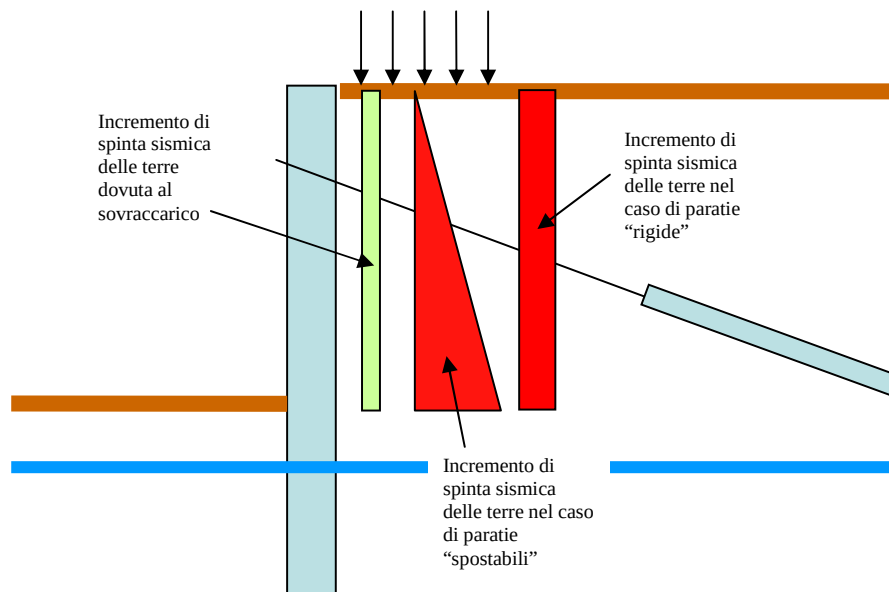


Figura 28: incrementi sismici di spinta delle terre sulla paratia

4.3 Come introdurre il terreno nel modello

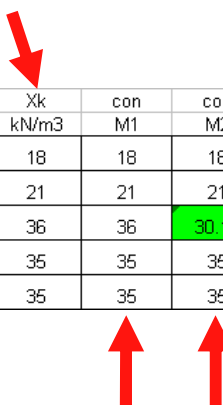
A questo punto, per poter completare i dati di input del modello di calcolo, ci serve avere la parametrizzazione del terreno, caratteristica e fattorizzata secondo M1 e M2; ne discende che nel modello dovremo inserire due terreni diversi in funzione della diversa fattorizzazione. I valori del nostro esempio sono riportati nella tabella 23 (fattorizzazione secondo la tabella 6.2.II della norma).

4.4 Le combinazioni di carico

Nel nostro esempio vanno considerate, supponendo che l'opera abbia finalità di supporto alle sole spinte orizzontali, le seguenti condizioni base di carico:

- cc1: spinta statica delle terre (ed eventualmente dell'acqua);
- cc2: spinta del terreno dovuta al sovraccarico accidentale;
- cc3: incremento sismico di spinta delle terre.

Tabella 23: parametri caratteristici e fattorizzati del terreno



		X_k kN/m ³	con M1	con M2
γ_d	[kN/m ³]	18	18	18
γ_{ds}	[kN/m ³]	21	21	21
ϕ'_k	°	36	36	30.17
E_{vc}	[MPa]	35	35	35
E_{ur}	[MPa]	35	35	35

ϕ'_d poi
approssimato
a 30°

PARAMETRO	GRANDEZZA	coeff parz γ_M	(M1)	(M2)
tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	γ'_ϕ	1,00	1,25
coesione efficace	c'_k	γ'_c	1,00	1,25
resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40
peso dell'unità di volume	γ	γ_r	1,00	1,00

Le condizioni base vanno combinate (vd. coefficienti di combinazione di cui alla tabella 24) e fattorizzate secondo i vari coefficienti A, M, R, per ottenere le varie condizioni di carico sia agli SLU che agli SLE. Prendendo per buone tutte le varie combinazioni e fattorizzazioni possibili si perviene a qualche decina di casi di carico; quest'analisi complessiva e "asettica" è di fatto intrattabile manualmente ma anche decisamente fuorviante se fatta in automatico in quanto si rischia di perdere il senso di ciò che si sta facendo. Conviene allora concentrarsi sugli eventi di carico chiaramente più gravosi e adottare una "strategia" di applicazione dei coefficienti parziali sulle azioni che è funzione anche dello specifico software di calcolo che si sta utilizzando. Nell'esempio consideriamo un software che permette di formulare più "storie di carico" e, a seguito del risultato della singola storia, fare poi l'involuppo di più storie o di una singola storia moltiplicata per un fattore moltiplicativo che permette, in qualche modo, di tener conto dei coefficienti di fattorizzazione sulle azioni.

Un aspetto importante in quanto appena detto è che la "fattorizzazione sulle azioni", non viene più applicata direttamente sulle azioni ma viene applicata (parzialmente) sulle sollecitazioni. Da un punto di vista teorico ciò non è del tutto corretto ma ci si è resi conto che la fattorizzazione sulle azioni, nel caso in cui le azioni sono "spinte delle terre" applicate in più fasi a un terreno con comportamento elastoplastico, è tutt'altro che facilmente determinabile e può portare, se non si dispone di software specificatamente costruiti, a risultati decisamente fuorvianti. E' per questo che il normatore stesso ha permesso di applicare la fattorizzazione alle sollecitazioni quando non sia opportuno applicarle alle azioni (punto C6.5.3.1.2 delle "istruzioni delle NTC 2008").

Nello specifico ci si riduce a considerare le seguenti "combinazioni" di carico generali, che si rifanno a quelle individuate dall'approccio 1 della normativa.

CC1: combinazione di carico **SLU (STR statica)**: A1+M1+R1; qui si considerano in input le azioni permanenti col loro valore caratteristico, mentre le azioni accidentali (sovraccarico) vengono amplificate del valore 1.154 ($= \gamma_q/\gamma_G$); quanto sopra viene fatto nella "STORIA 0" di carico; successivamente i risultati vengono amplificati per 1,3 volte

($=\gamma_G$), cosa fatta nell'“INVILUPPO 0”. In quanto sopra c'è già un lavoro di “sgrezzatura” di tutte le possibili combinazioni di fattorizzazione. Infatti si è stabilito a priori che, in relazione ai più casi di carico possibili, dipendenti da diversi γ_F (caso A1-tabella 6.2.I) corrispondenti a diversi abbinamenti di permanenti, portati e accidentali favorevoli o sfavorevoli, c'è un unico caso peggiore; ciò sulla base del fatto che i carichi effettivi di sollecitazione della paratia sono la spinta del terreno e quella provocata dai sovraccarichi, massimizzata con i massimi coefficienti parziali del permanente e dell'accidentale (rispettivamente 1,3 e 1,5). Il “trucchetto” di moltiplicare il carico accidentale per 1.154 ($=\gamma_q/\gamma_G$) ci permette di “uniformare” la fattorizzazione tra permanenti ed accidentali nel calcolo (STORIA 0; la fattorizzazione è applicata solo alle azioni accidentali) per poter poi applicare un unico “pesante” fattore moltiplicativo 1,3 ($=\gamma_G$) alle sollecitazioni risultanti.

CC2: combinazione di carico **SLU (GEO statica+sismica)**: A2+M2+R1; qui si considerano le azioni permanenti col loro valore caratteristico ($\gamma_G=1.00$ in questo caso), mentre le azioni accidentali (sovraccarico) vengono amplificate del valore 1.3 ($=\gamma_q$); il terreno viene fattorizzato secondo M2. Quanto sopra viene fatto nella “STORIA 1” di carico. Alla fine delle fasi di carico di questa combinazione, viene aggiunta una fase sismica (SLV) in cui si applica il relativo sisma e il sovraccarico viene applicato con il suo valore caratteristico ($\gamma_q=1.00$ nel caso sismico) e moltiplicato per il coefficiente di combinazione Ψ_{21} pari a 0,3, volendo con ciò considerare la nostra paratia come appartenente alla categoria G (tabella 24 ovvero 2.5.1 della norma), ovvero “rimesse e parcheggi per autoveicoli di peso >30 kN”. In questa considerazione la nostra paratia viene vista come opera “definitiva”; se diversamente la considerassimo “provvisoriale” (durata inferiore ai 2 anni), la norma ci permette di trascurare completamente l'azione sismica.

A questo punto, con quanto sopra disporrei già di tutti i dati per le verifiche SLU; nel caso delle verifiche strutturali, però, la condizione CC2 sismica risulta alquanto gravosa e, visto che la norma ci permette (anzi ci indica) di eseguire le verifiche strutturali sismiche con la condizione A1+M1+R1(o R3), è il caso di predisporre un'altra combinazione (la CC3). Nell'esempio tale condizione permette di avere sollecitazioni inferiori del 20-25 % rispetto alla corrispondente sismica A2+M2+R1, permettendo un certo risparmio nel dimensionamento delle strutture del diaframma e del tirante.

Tabella 24: valori dei coefficienti di combinazione per diversi utilizzi dei locali

su NTC 2008: tabella 2.5.1

Valori dei coefficienti di combinazione

CATEGORIA/AZIONE VARIABILE	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso < 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota < 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

CC3: combinazione di carico **SLU (STR sismica)**: A1+M1+R1; qui si considerano in input le azioni permanenti col loro valore caratteristico, mentre le azioni accidentali non vengono applicate fino all'ultima fase (quella sismica) in cui il sovraccarico viene applicato con il suo valore caratteristico ($\gamma_q=1.00$ nel caso sismico) e moltiplicato per il coefficiente di combinazione Ψ_{21} pari a 0,3, analogamente alla CC2. Quanto sopra viene fatto nella "STORIA 2" di carico.

CC4: combinazione di carico **SLE (Rara)**; qui si considerano sia le azioni permanenti che quelle variabili con il loro valore caratteristico; i risultati sono utilizzati ai fini delle verifiche nelle condizioni di esercizio (fessurazione e spostamenti). Anche qui, alla fine delle fasi di calcolo statiche, viene applicata una ulteriore fase a rappresentare la situazione sismica (SLD), con lo stesso sovraccarico individuato nella CC2. Tale ultima fase permette di procedere alle verifiche sugli spostamenti (principalmente orizzontali ma anche verticali se del caso) permanenti indotti dal sisma che devono essere compatibili con la funzionalità dell'opera e con quella di eventuali strutture o infrastrutture interagenti con essa.

A livello di sollecitazioni di verifica (STR-SLU) della paratia e del tirante, nel il caso in esame si andrà a prendere l'involuppo delle CC1 e CC3, che nel calcolo viene indicato come "INVILUPPO 1".

4.5 I risultati

Facendo il calcolo con le modalità esposte si perviene alla determinazione delle sollecitazioni flettenti e taglianti nel diaframma nelle varie condizioni di carico, della deformata orizzontale dello stesso e del carico sul tirante. A livello di esempio si riportano i risultati dell'involuppo 1 (i massimi valori dei momenti flettenti e dei tagli incontrati in tutte le fasi di calcolo considerate) sulla base dei quali si vanno a fare le verifiche SLU-STR del diaframma in c.a. (figura 29).

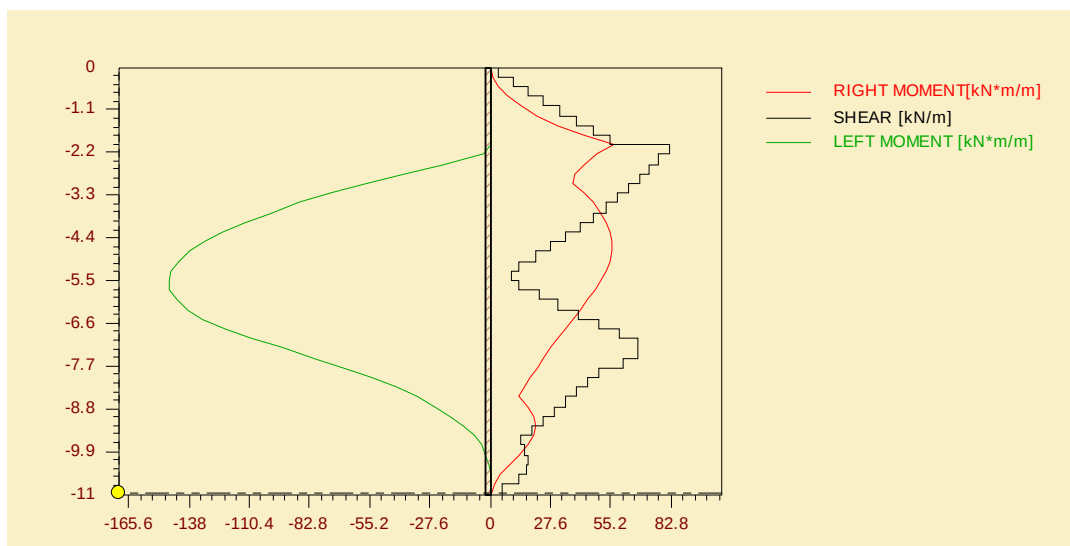


Figura 29: involuppo dei momenti flettenti e dei tagli nel diaframma con cui eseguire le successive verifiche SLT-STR (involuppo 1)

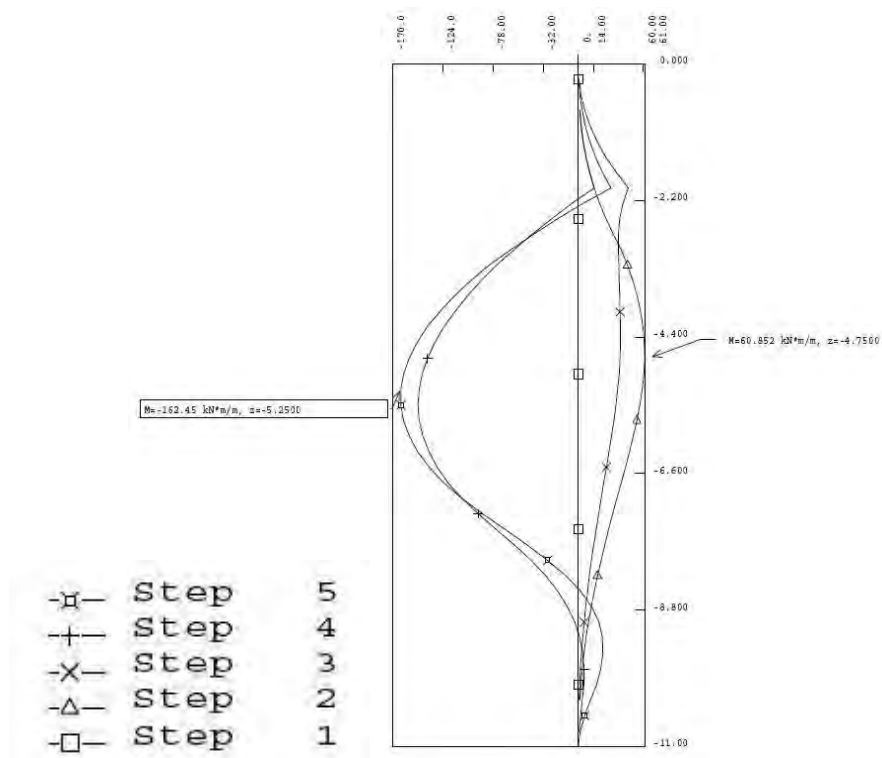


Figura 30: CC2 - andamento dei momenti flettenti nel diaframma al progredire delle fasi di calcolo

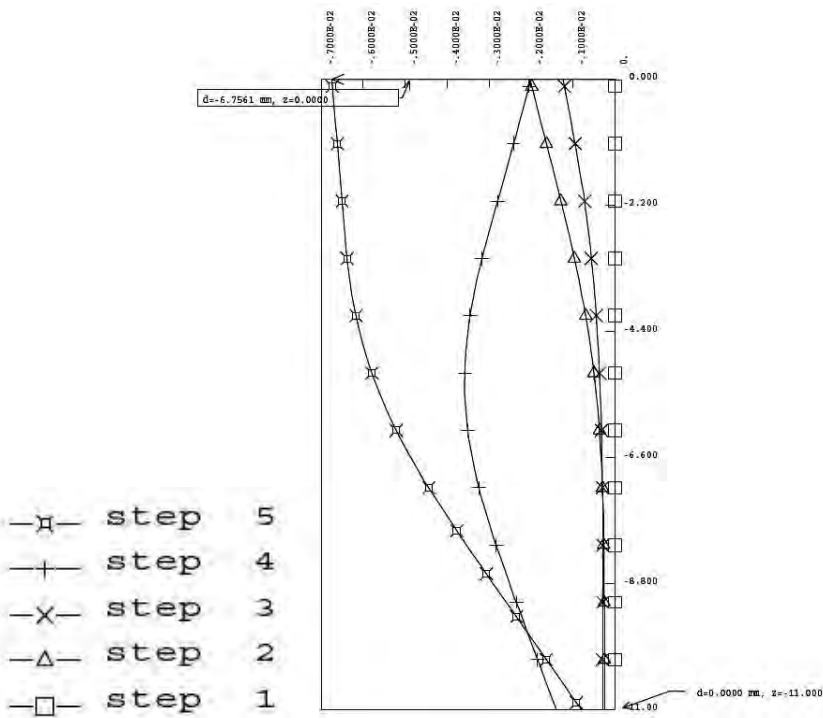


Figura 31: CC2 - andamento della deformata del diaframma al progredire delle fasi di calcolo

Le successive figure riportano invece i risultati del calcolo della CC2 (GEO statica+sismica); la figura 30 riporta l'andamento del momento flettente nelle varie fasi di calcolo, in cui si nota come, procedendo con le fasi costruttive, il diagramma varia notevolmente, addirittura invertendosi. Analogamente la figura 31 riporta l'andamento della deformata (spostamenti orizzontali) del diaframma nelle varie fasi costruttive, mentre la figura 32 mostra come varia il carico nel tirante fase per fase.

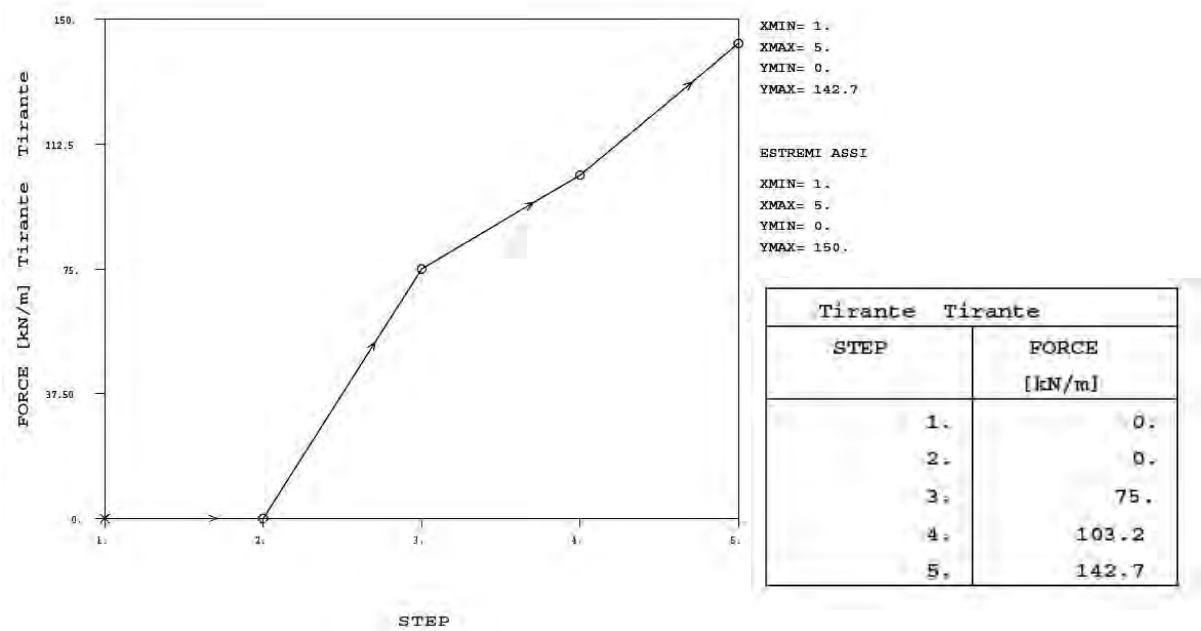


Figura 32: CC2 - andamento della sollecitazione (storia di carico) nel tirante al progredire delle varie fasi di calcolo

Tabella 25: risultati del calcolo riassunti per condizioni di carico

	STR SLU inv 0 CC1*1,3	STR SLU sisma SLV CC3	STR SLU inv 1 CC1*1,3 + CC3*1	GEO SLU sisma SLV CC2	SLE CC4 fino 4° fase	SLE sisma SLD CC4 5° fase	
momento presso tirante	- 54,00	- 35,00	- 54,00	- 46,00	- 41,00	- 42,00	kNm/m
momento in "pancia"	148,00	119,00	148,00	163,00	111,00	114,00	kNm/m
taglio massimo	81,00	83,00	83,00	102,00	61,00	67,00	kN/m
pretensione tirante	75,00	75,00	75,00	75,00	75,00	75,00	kN/m
max carico tirante	104,00	119,00	119,00	143,00	79,00	89,00	kN/m
spostamento in sommità	2,90	20,10	20,10	33,70	2,00	6,7	mm
spostamento in "pancia"	4,90	12,90	12,90	16,20	3,60	5,7	mm

verifiche STR
SLU nel diaframma

verifiche a fessurazione

individuaz. valore nom. tirante

verifiche STR SLU nel tirante

verifiche GEO SLU nel tirante

verifiche di deformazione

verifiche di deformazione sismica

Nella tabella 25 sono riportati in maniera riassuntiva i risultati delle varie condizioni di carico. In essa vengono presentate tutte le condizioni calcolate e non solo quelle necessarie per le successive verifiche; ciò per poter avere un'idea dell'andamento dei vari parametri nelle varie condizioni e permettere dunque un confronto quantitativo fra esse. Nella stessa tabella è riportata l'indicazione di quali valori utilizzare nelle successive verifiche degli elementi strutturali. Si noti che per i tiranti, pur essendo indicata dalla norma la verifica strutturale A1+M1 di cui all'involuppo 1, questa dovrà comunque garantire una resistenza strutturale maggiore di quella a sfilamento, che nel caso sismico è fornita dalla combinazione A2+M2, ovvero eseguita sulla base della CC2 che risulta in genere ben più gravosa.

La condizione GEO-SLU fornisce dei risultati che, salvo che per la verifica a sfilamento del tirante, non hanno un ulteriore utilizzo. Il solo fatto che il modello di calcolo abbia presentato convergenza è la garanzia che la stabilità GEO (collasso per atto di moto rigido) è garantita.

Una nota può essere fatta sul calcolo dei tiranti: in genere i tiranti vengono individuati sulla base della loro portata nominale, corrispondente al massimo carico agli SLE; sulla base di tale valore viene a priori stabilito il tirante da utilizzare che andrà poi, ovviamente, verificato agli SLU secondo i carichi individuati. Nello specifico, pensando di posizionare un tirante per ogni pannello di diaframma e dunque con interasse di 2.50m, il carico complessivo richiesto al singolo tirante sarà di $89 \cdot 2,5 = 222,5$ kN che porterà al posizionamento di un tirante "standard" di carico nominale pari a 300 kN. Faccio inoltre notare che nella verifica del tirante (che non viene presentata) va eseguita anche la verifica della lunghezza libera, in modo da posizionare il bulbo dietro tutte le possibili superfici di scorrimento dei cunei di spinta. Il calcolo di questa lunghezza discende dunque dal calcolo della potenziale posizione di queste superfici (in genere si considera il cuneo attivo di spinta) che, supponiamo, porti nello specifico ad una lunghezza libera di 6.50m. Tale valore va però, secondo norma, ampliato in caso sismico secondo la relazione:

$$L_e = L_s \cdot (1 + 1,5 \cdot a_{\max}/g) \quad (6)$$

Nel nostro caso $a_{\max}$ (SLV) vale 3,44 e ciò conduce ad un incremento della lunghezza libera statica L_s del 53%, portando ad una lunghezza libera sismica $L_e = 9.95$ m. Tale lunghezza va però comunque confrontata con l'ulteriore verifica a stabilità globale richiesta dalla norma; questa verifica, infatti, potrebbe evidenziare che esistono delle superfici di scivolamento "critiche" relativamente estese per le quali potrebbe essere necessario, per posizionare i bulbi di fondazione dietro tali superfici, incrementare ulteriormente la lunghezza libera del tirante.

Per quanto riguarda il nostro esempio, esso si considera concluso qui; le verifiche da fare (non presentate) rientrano nella normale prassi del calcolo strutturale agli stati limite per una sezione in c.a. (diaframma) e per l'elemento metallico del tirante (in trefoli o barre). Per il tirante va inoltre presentata la verifica GEO a sfilamento, per la quale si rimanda allo specifico paragrafo di norma. Le verifiche a deformazione vanno fatte confrontando i valori trovati con quelli ammissibili per l'opera specifica e determinati a priori dal progettista, eventualmente in confronto con il committente. Nel nostro esempio i valori trovati sono modesti e accettabili qualunque sia l'utilizzo dell'opera. Lo spostamento sismico individuato (SLV), anche se fosse di tipo irreversibile, presenta valori relativamente bassi e

generalmente accettabili. Un'ulteriore verifica di deformabilità sismica potrebbe essere fatta sulla base del risultato della deformazione individuata nell' "inv.1"; essa ci permette di intuire se la deformazione in corrispondenza di uno SLV sia accettabile, ad esempio, per la stabilità di un edificio retrostante la paratia

5. Una breve nota sul “coefficiente di sicurezza”

Nel caso delle paratie, la definizione di un coefficiente di sicurezza “globale” dell'opera è alquanto complessa e non univocamente definibile (vd. anche [4] e [5]); è un parametro che andrebbe definito caso per caso a seconda dello schema statico considerato per la paratia (a sbalzo, monotirantata, multitirantata ...) e, per una stessa struttura, si può comunque giungere alla definizione di differenti coefficienti di sicurezza in funzione del parametro che si vuol monitorare (ad esempio la lunghezza di infissione della paratia, il livello di plasticizzazione del terreno, stati limite per i tiranti, livello di mobilitazione della spinta passiva, stabilità globale terreno-opera, ecc. ...). Un possibile criterio, comunque parziale, per la sua valutazione è quello di individuare la percentuale di spinta passiva mobilitata nel tratto infisso di paratia rispetto a quella globalmente disponibile. Con un programma di calcolo come quello sopra utilizzato, si può stimare il rapporto “risultante spinte passive disponibili/risultante spinte passive effettivamente mobilitate” (R_{spl}/R_{spm}). Naturalmente se il programma converge, questo dato deve essere almeno superiore all'unità. In genere questo rapporto è più basso nella condizione GEO (la CC2) che, peggiorando notevolmente le condizioni del terreno, diminuisce consistentemente l'entità della reazione passiva disponibile, cosa che avviene in modo non lineare rispetto ai parametri caratteristici del terreno (diminuzione percentualmente maggiore con parametri caratteristici $-\phi'_k$ - iniziali più alti). In quest'ottica un rapporto unitario nella condizione GEO significa che abbiamo “tirato” al limite il dimensionamento nel rispetto della norma. Dall'analisi dello stesso rapporto tra le spinte passive disponibili e sollecitate in condizioni SLU (M1), SLU (M2) e SLE ci si può estrarre uno pseudo “coefficiente di sicurezza” che costituisce un possibile riferimento nel dimensionamento e ottimizzazione dell'opera. Nell'esempio di cui sopra il rapporto ha i seguenti valori:

$$R_{spl}/R_{spm}(\text{GEO}) = 1,79 \quad (7)$$

$$R_{spl}/R_{spm}(\text{STR}) = 2,91 \quad (8)$$

$$R_{spl}/R_{spm}(\text{SLE}) = 3,69 \quad (9)$$

Come si vede nel caso GEO il rapporto è ancora abbastanza distante dall'unità e ciò ci dice che avremmo potuto “tirare” un po' di più il calcolo diminuendo, ad esempio, la lunghezza di infissione del diaframma. Se questo rapporto fosse stato più vicino all'unità, nel caso SLE esso sarebbe rientrato fra un valore compreso tra 2,5 e 3,0.

Prima dell'introduzione delle NTC 2008, ci si preoccupava che in quelle che ora sono vicine alle condizioni SLE, il rapporto fosse compreso tra 2 e 3; nel nostro esempio tale rapporto sarebbe rientrato in tale range se avessimo “ottimizzato” il calcolo. Da questo punto di vista, dunque, le NTC 2008 non portano a risultati molto diversi rispetto a quanto si faceva prima.

6. Bibliografia

- [1] Renato Lancellotta, "Geotecnica", Zanichelli, 1991
- [2] Fiorotto – Bringiotti – Manhart – Nicastro, "Dal Cutter Soil Mix al Triple Auger", *Quarry & Costructions*, sett. 2004
- [3] "Sheet piling handbook", ThyssenKrupp Gft Bautechnik, 2007
- [4] Paratie per Windows, rel 7.0, "Manuale di riferimento", CeAS (MI), 2007
- [5] Bowles J.E., "Foundation Analysis and design", 5th ed. McGraw-Hill, 1996
- [6] Paratie 7.0, "Calcolo con Paratie di opere di sostegno flessibili in zona sismica", CeAS (MI), 2007
- [7] Alessandrini F., "Pali e fondazioni su pali secondo le NTC 2008", genn. 2009
- [9] NAVFAC, "Design Manual D.M 7.02 -Foundations and earth structures", USA, 1986
- [10] Simonelli A.L., "Eurocodice 8: Valutazione delle azioni sismiche al suolo ed effetti sulla spinta dei terreni", *Rivista Italiana di Geotecnica*, anno XXXVIII, n. 3, 2004
- [11] Wood, J. H., "Earthquake Induced Soil Pressures on Structures", *Doctoral Dissertation*, EERL 73-05, California Institute of Technology, Pasadena, CA, 1973, <http://caltecheerl.library.caltech.edu/>
- [12] Carlo Cestelli Guidi, "Geotecnica e tecnica delle fondazioni", Hoepli, 1987

7. Normativa

- [1] DM 14 gennaio 2008, Norme Tecniche per le Costruzioni
- [2] CSLLPP, Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008 (al momento non ancora ufficialmente emesso)
- [3] UNI EN 1997- 1:2005, Eurocodice 7: Progettazione geotecnica
- [4] UNI EN 12716:2003, Esecuzione di lavori geotecnici speciali: Getti per iniezione (jet grouting)
- [5] UNI EN 1538:2003, Esecuzione di lavori geotecnici speciali: Diaframmi
- [6] EC 3 – STRUTTURE IN ACCIAIO -UNI EN 1993-5:2007 Parte 5: Pali e palancole
- [7] EC 8 – UNI EN 1998-5:2005 Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: annesso E - Fondazioni, strutture di contenimento e aspetti geotecnici

Indice

LE PARATIE SECONDO LE N. T. C. 2008	1
SOMMARIO	1
1. INTRODUZIONE	1
2. LE PARATIE	2
2.1 I DIAFRAMMI SCAVATI CON FANGHI BENTONITICI.....	7
2.2 PALANCOLE IN ACCIAIO	12
2.3 PARATIE DI MICROPALI	16
3. IL PROGETTO DELLE PARATIE SECONDO LE NTC 2008.....	19
3.1 LE PRINCIPALI RICHIESTE DELLA NORMA	19
3.2 LE VERIFICHE RICHIESTE	24
3.3 LA DETERMINAZIONE DELLE RESISTENZE CARATTERISTICHE	28
3.4 LE RICHIESTE DELLA NORMA IN AMBITO SISMICO	28
4. UN ESEMPIO DI CALCOLO DELLE PARATIE SECONDO LE NTC 2008.....	28
4.1 LE FASI COSTRUTTIVE.....	31
4.2 INDIVIDUAZIONE DEI CARICHI SISMICI.....	33
4.3 COME INTRODURRE IL TERRENO NEL MODELLO	38
4.4 LE COMBINAZIONI DI CARICO.....	38
4.5 I RISULTATI.....	41
5. UNA BREVE NOTA SUL “COEFFICIENTE DI SICUREZZA”	45
6. BIBLIOGRAFIA	46
7. NORMATIVA.....	46
INDICE.....	47