

Alcuni aspetti critici del nuovo Testo Unico sulle costruzioni

di Simone Lisi

Ge.Min.A. - Soc. Professionale

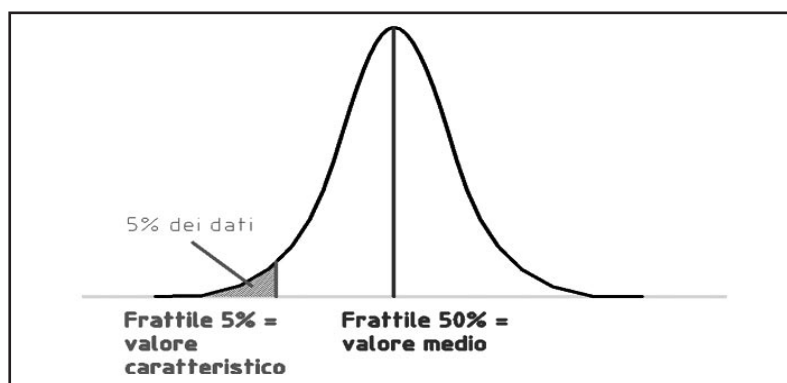
1. PREAMBOLO

Con questo intervento vorrei proporre varie osservazioni su alcuni aspetti del nuovo T.U. Costruzioni che rischiano di non essere adeguatamente evidenziati, aggiungendovi qualche semplice indicazione operativa.

Il punto di partenza è la giornata di studio sul nuovo T.U. organizzata dall'OGT lo scorso 31 marzo. Per una semplice introduzione al tema è possibile scaricare una presentazione dal sito www.geologiliguria.it.

2. VALORE CARATTERISTICO DELLA RESISTENZA: IL 5° PERCENTILE

Eravamo abituati a suddividere il sottosuolo in vari elementi, separandoli in base alla variazione dei parametri geotecnici e assegnando a ogni elemento valori medi. Il T.U. ci impone di cambiare siste-



ma, poiché non considera cautelativi i dati medi.

Oggi ci viene richiesto di ricavare il valore *caratteristico* della resistenza, che sia c_u , ϕ' o qualche altro parametro. Viene definito “valore caratteristico della resistenza” (genericamente R_k) il “frattile 5%” della resistenza, ovvero quel valore che ha il 5% di probabilità di essere minorato. Significa che solo un campione

ogni 20 può ricadere sotto il valore R_k . Va da sé che un tale valore R_k contiene implicitamente un fattore di sicurezza.

Per il calcolo del 5° percentile si fa usualmente ricorso alla seguente formula:

$$R_k = R_m - 1.645 \sigma$$

dove R_m è il valore medio della resistenza considerata, -1.645 è un coefficiente valido per il 5° percentile di una distribuzione

gaussiana, σ è la deviazione standard del campione.

Possono bastare due dati e la formula "gira". Sarà compito del geotecnico valutare se due dati sono sufficienti per il problema che deve affrontare.¹

Con molti dati a disposizione, applicare la statistica appare semplice. Ma nei casi reali i dati possono essere ben pochi: qualche dato di laboratorio o penetrometrico. Supponiamo allora di avere a disposizione una CPT, ed aver ricavato il valore di c_u ogni 20 cm di profondità con la nota correlazione

$$c_u = (q_c - \sigma_v) / k$$

dove q_c = resistenza unitaria alla punta (kg/cm^2), σ_v = pressione litostatica a metà strato (kg/cm^2), $k = 15 \div 25$.

Ci si pone il problema: quali di questi dati trattare per la verifica a rottura della fondazione (SLU)? quali per i cedimenti (SLE)? In questo paragrafo vorrei suggerire un modo per trattare statisticamente i dati penetrometrici, nel seguente farò cenno agli Stati Limite Ultimi e di Esercizio.

Per decidere quali dati trattare è necessario esaminare preliminarmente i possibili meccanismi di rottura delle fondazioni superficiali. Le geometrie di collasso

⁽¹⁾ Esistono anche metodi per elaborare statisticamente un solo dato; ad esempio il metodo six-sigma, che richiede la conoscenza dei limiti inferiore e superiore del campo di variabilità del parametro.

plastico possibili in condizioni non drenate sono quelle rappresentate nella figura che segue. Il geotecnico dovrà innanzitutto scegliere la più sfavorevole in funzione della stratigrafia; una volta nota la geometria e la profondità della fondazione, può ricavare facilmente lo spessore del terreno potenzialmente interessato dalla rottura. In condizioni non drenate, lo spessore R è compreso tra $B/\sqrt{2}$ e B ; per la condizione drenata cambia solo la geometria del cuneo di rottura in funzione di ϕ .

È quindi del tutto evidente che il valore caratteristico della resistenza del terreno, in questo caso della c_u , va ricavato analizzando statisticamente *tutti e soli* i dati penetrometrici che stanno tra la base della fondazione e la base del cerchio o del ventaglio di rottura. Ad esempio, per una fondazione nastriforme larga 1 m si ha $B=1.00$ m e $R=0.70 \div 1.00$ m; i dati da prendere sono solo quelli compresi nei 70 cm=1 m sotto la base della fondazione (quindi 4-5 letture di q_c).

Elaborare quindi i dati di una in-

tera penetrometria equivarrebbe a falsare la statistica, che deve essere relativa alla sola fascia di terreno interessata dalla superficie di rottura. Ricavato tale dato R_k (nello specifico, $c_{u,k}$), si va avanti nella verifica.

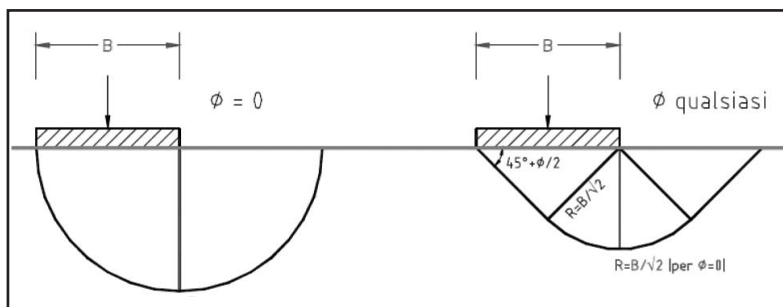
Un esempio numerico su 5 letture:

$$\begin{aligned} q_c &= 8-9-12-15-11; \\ \sigma_v &= 0.08-0.11-0.14-0.18-0.22; \\ k &= 22; \\ c_u &= 0.36-0.40-0.54-0.67-0.49. \end{aligned}$$

Con la formula esposta per il 5° percentile, si ottiene il valore caratteristico della coesione non drenata:

$$c_{u,k} = 0.29 \text{ kg/cm}^2.$$

Qui va aperta una parentesi, perché il risultato dipende dal tipo di distribuzione statistica: il 5° percentile vale 0.29 per la distribuzione normale dei dati (quella adottata); ma varrebbe 0.32 per la distribuzione lognormale, e 0.36 per la distribuzione di Student relativa alla media del campione! Quest'ultimo valore è generalmente più alto del 5° percentile del campione, e dovrebbe essere il metodo preferibile salvo che per piccole superfici di rottura



Possibili meccanismi di collasso plastico per fondazioni superficiali

quali plinti isolati [Nori, 2006, comunicazione personale].

Qualunque sia la scelta, l'obbligo di scegliere il 5^o percentile può apparire eccessivamente cautelativo. Ebbene, anche l'EuroCodice 7 "Geotechnical design" lo considera tale. Vi si prevede infatti che quello scelto dal T.U. sia solo uno dei metodi possibili per ricavare i valori caratteristici, suggerito per grandi progetti dove la quantità di dati giustifica l'uso della statistica [Frank, 2005]. La definizione lascia infatti margini di scelta: *The characteristic value of a geotechnical parameter shall be selected as a cautious estimate of the value affecting the occurrence of the limit state.*

Il nuovo T.U. non consente margini interpretativi come EC7: obbligando all'analisi statistica, impone una filosofia discutibile ovunque vi siano pochi dati.

3. VALORE DI PROGETTO DELLA RESISTENZA: UNO E UNO SOLO

Il valore caratteristico R_k serve per derivare, tramite un coefficiente riduttivo γ_m che chiameremo "coefficiente parziale" o, come nell'EC 7, "fattore materiale" (tab. 7.2.1. del T.U.), il "valore di progetto della resistenza" (genericamente R_d).

Semplicemente,

$$R_d = R_k / \gamma_m ;$$

ad esempio, per la coesione non drenata di progetto si ha

$$\begin{aligned} c_{u,d} &= c_{u,k} / \gamma_{cu} \\ c_{u,d} &= c_{u,k} / 1.4 , \end{aligned}$$

mentre solo per gli angoli di attrito efficace il fattore materiale va applicato alla tangente:

$$\text{tg } \phi^d = \text{tg } \phi^k / \gamma_{\phi} .$$

I fattori servono nei calcoli di verifica per "amplificare le azioni" (combinazione "A1+M1"), oppure "fattorizzare le resistenze" (combinazione "A2+M2"). Vanno svolte entrambe le verifiche. Nella combinazione "A2+M2",

solitamente rilevante per i calcoli geotecnici, le azioni permanenti restano tali (le variabili sfavorevoli si aumentano di 1.3, le variabili favorevoli si tolgono) mentre le resistenze si fattorizzano come nell'esempio fatto sopra della cu.

La verifica nei confronti degli Stati Limiti Ultimi (SLU) richiede che l'effetto delle azioni di progetto (o i loro effetti) non superi la resistenza di progetto:

$$E_d \leq R_d .$$

A questo punto si impone di fare estrema attenzione alla sintassi. La norma riporta: "*R_d è il valore di progetto della resistenza del terreno.*" Leggendo il capitolo 7 del T.U., la resistenza viene sempre messa al singolare. Su questo "singolare" vorrei richiamare l'attenzione dei colleghi.

Non si può fare altro che pervenire ad un modello geotecnico costituito da un solo dato di resistenza per poter verificare a rottura la fondazione. In questo caso il Geologo ha il dovere – talora faticoso – di ricondurre la complessità del sottosuolo ad una schematizzazione monostrato, i cui parametri siano il 5^o percentile dei parametri esistenti. Niente più modelli geotecnici complessi, quindi: un solo strato rappresentativo dello spessore potenzialmente soggetto a rottura.

Quanto sopra vale anche per le opere di sostegno.

Un esempio di interesse riguarda il criterio per la verifica di una fondazione su travi collegate.

È senz'altro necessario verificare la singola trave nel modo indicato, ma a mio giudizio questo non è sufficiente, dovendosi anche verificare il comportamento complessivo della fondazione. Un modo è quello di verificare la "platea equivalente", che evidentemente avrà una geometria di rottura ben più profonda rispetto alla singola trave. In questo caso non è corret-

to utilizzare il medesimo valore caratteristico ricavato per la trave, perché sono coinvolti livelli più profondi.

Ogni geometria (trave-platea) dovrà quindi avere un distinto modello geotecnico, con la propria resistenza caratteristica e il proprio calcolo di verifica.

Un ulteriore punto del T.U. cui prestare attenzione è la necessità di verificare la stabilità nei terreni a grana fine sia a breve che a lungo termine, ovvero anche in condizioni drenate.

Lascio questo paragrafo con un dubbio: come modellare una superficie di rottura che interessi ghiaie su argille?

4. I CEDIMENTI, OVVERO LO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Il T.U. dedica 4 righe a questo aspetto, senza alcuna indicazione chiara. Volendo adottare il metodo edometrico, Aiello [2006], citando gli EuroCodici, suggerisce nuovamente il ricorso al 5^o percentile come valore caratteristico $E_{ed,k}$.

Ci si può chiedere se assumere un valore di E_{ed} così prudenziale sia la filosofia corretta. Così facendo si stimano infatti cedimenti più elevati di quelli attesi con un valore "realistico" di E . Cedimenti elevati potrebbero portare il progettista a modificare la fondazione, ad esempio con pali o micropali: una conseguenza non da poco.

Per i cedimenti a mio giudizio il T.U. non impone la scelta del 5^o percentile, che tra l'altro appare eccessivamente conservativa in confronto agli EC, dove il significato di "valore caratteristico" è ben più ampio.

Nel par. 2.4 del T.U. riguardo ai valori caratteristici si legge che "*per grandezze che non riguardino univocamente resistenze od*

azioni, si possono considerare frattili al 50% (valori mediani)". Ne consegue che per il modulo edometrico caratteristico è possibile scegliere il valore medio anziché il 5° frattile.

Si fa notare che per gli SLE i fattori materiali da applicare alle resistenze caratteristiche valgono sempre 1, e non bisogna riferirsi alla tab. 7.2.1. del T.U. Le resistenze di calcolo e caratteristica quindi coincidono:

$$\begin{aligned} R_d &= R_k / \gamma_m \\ R_d &= R_k / 1 \\ R_d &= R_k \end{aligned}$$

Inoltre per gli SLE il T.U. non obbliga a ricavare un valore caratteristico unico del modulo edometrico; si potrà quindi procedere con il classico metodo di Boussinesq per strati, sino alla profondità dove l'incremento di pressione verticale diventa trascurabile.

5. COME (NON) UTILIZZARE LE FORMULE DIRETTE

La filosofia del T.U. appare ben chiara trattando i problemi in termini molto semplici: gli effetti delle azioni di progetto non devono superare le resistenze di progetto.

lizzano direttamente il risultato di prove in sito (prove penetrometriche, ecc.)".

Si può analizzare tale procedura, supponendo di dover calcolare la resistenza caratteristica a compressione $R_{c;k}$ di un micropalo iniettato ad alta pressione, disponendo di dati SPT o di una prova dinamica superpesante, correlabile alla SPT.

Innanzitutto si nota come sia richiesta anche in questo caso un'unica resistenza caratteristica, riferita al sistema micropalo/terreno (non al terreno!). Una volta calcolata dalle prove la resistenza $R_{c;cal}$, la $R_{c;k}$ deve essere scelta tra la minima delle seguenti:

$$\begin{aligned} (R_{c;cal})_{media} / \xi_3 \\ (R_{c;cal})_{min} / \xi_4 \end{aligned}$$

dove i coefficienti ξ_3 e ξ_4 variano in funzione del numero di verticali penetrometriche indagate (tab. 7.3.III).

Non è spiegato che cosa si intenda per $(R_{c;cal})_{media}$ e $(R_{c;cal})_{min}$. Tenendo presente che la normativa parla di "resistenza del palo singolo", ritengo che si debba considerare $R_{c;cal}$ come il valore calcolato per l'intero micropalo

$$Q_{lim} = \pi \alpha \varnothing_{foro} L_{foro} s.$$

Ho tolto dalla formula la portanza alla punta perché non ha molto senso computarla a meno che la punta non sia in roccia; ma in questo caso il micropalo iniettato ad alta pressione non servirebbe.

Riterrei quindi corretto calcolare la portanza del micropalo nel modo usuale, inserendo negli abachi i parametri geotecnici medi, poiché qui la norma non richiede i valori caratteristici.

Per ogni penetrometria va allora calcolata una portanza del micropalo; appare così immediatamente chiaro il significato di $(R_{c;cal})_{media}$ e di $(R_{c;cal})_{min}$. Ciò è congruente con la variazione dei valori dei coefficienti ξ . Nel caso più semplice di una sola verticale penetrometrica, si ottiene un solo valore di $R_{c;cal}$, e quindi anche di $R_{c;k}$: infatti ξ_3 e ξ_4 coincidono e valgono 1.40.

Ad esempio, supponiamo di avere una sola penetrometria ed aver ricavato $s = 100 \text{ kN/m}^2$; con $\alpha = 1.4$, $\varnothing_{foro} = 0.14 \text{ m}$, $L_{foro} = 6.5 \text{ m}$ (tratto iniettato) si calcola $R_{c;cal}$

<i>n</i> = numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	10
ξ_3	1.40	1.35	1.33	1.31	1.29	1.27	1.25
ξ_4	1.40	1.27	1.23	1.20	1.15	1.12	1.08

Tab. 1 - Coefficienti di riduzione per la determinazione della resistenza caratteristica dei pali dai risultati di prova in sito (Tab. 7.3.III del T.U.)

Non c'è assolutamente spazio per formule "dirette". Scompare il calcolo diretto delle fondazioni, scompare finalmente la famigerata "formula degli Olandesi".

È invece previsto espressamente, tra gli altri, l'uso di formule dirette per il calcolo delle fondazioni su pali: "metodi empirici che uti-

nella data verticale. Ciò implica che i dati della penetrometria siano stati elaborati nel modo usuale, facendo ricorso agli abachi di Bustamante&Doix dove, per una data litologia, si ricava da NSPT la resistenza di scorrimento all'interfaccia s che va inserita nella formula per la portanza del micropalo²:

= 400 kN, da cui si ottiene la resistenza caratteristica del micropalo:

$$\begin{aligned} R_{c;k} &= R_{c;cal} / 1.40 \\ R_{c;k} &= 286 \text{ kN.} \end{aligned}$$

L'ultimo passaggio è ricavare la resistenza di progetto $R_{c;d} = R_{c;k} / \gamma_R$, dove per micropali inietta-

(²) Evidentemente anche diametro, lunghezza e parte iniettata del micropalo devono essere stati definiti.

ti ad alta pressione $\gamma_R = 1.3$ (cfr. tab. 7.3.I, resistenza laterale per pali trivellati). Nell'esempio,

$$R_{c;d} = 286 \text{ kN} / 1.3$$

$$R_{c;d} = 220 \text{ kN} \approx 22 \text{ t.}$$

La verifica allo stato limite ultimo si basa ancora sul la disuguaglianza tra le azioni di progetto e la resistenza di progetto:

$$E_d \leq R_d.$$

La sola combinazione da verificare è la A2+M2 (fattorizzazione delle resistenze: ciò che è stato appena fatto).

6. LA DETERMINAZIONE RIGOROSA DELLA VS30 È SEMPRE INDISPENSABILE?

In attesa che maturino gli interessanti sviluppi normativi dell'OPCM 3519 del 28/4/2006, già anticipati dall'Arch. Ferrini³, le classi di azione sismica, con intervalli di 0.1g, appaiono brutalmente schematiche. Lo stesso può dirsi per la classificazione sismica dei suoli.

Ci è stato ben spiegato come una

sole bastano a coprire un'ampia casistica di suoli.

Ha senso, soprattutto per piccole opere, impegnarsi in determinazioni accurate di Vs30 quando il risultato finale probabilmente è lo stesso? In varie occasioni può essere più indicato approfondire l'indagine con adeguate prove penetrometriche, dal momento che la legge consente espressamente di classificare i suoli in base ai valori di cu (nei terreni coesivi) o di NSPT (nei granulari), con maggiore soddisfazione per la parte geotecnica del lavoro.

Inoltre si può valorizzare la maggiore accuratezza di una indagine sismica sulla Vs30 richiamando quanto previsto al par. 5.7.1.1. sulla progettazione antisismica: *"Il Committente ed il Progettista ... possono fare riferimento a specifiche indicazioni contenute in codici internazionali"*, tra cui gli EuroCodici (par. 12.1). In tal caso è possibile proporre l'adozione dei coefficienti amplificativi⁴ dell'EC 8, rendendo maggiormente

l'aver predisposto una traccia unica geologico-tecnica, mentre la legge chiede di separare la relazione geologica dalla relazione geotecnica in due distinti documenti. Lo schema-tipo dedica invece la parte centrale della relazione alla geotecnica (par. 5 modellazione, par. 6 valutazioni), cosa che evidentemente va evitata.

C'è di contro che per certe piccole opere può diventare un problema dare un taglio utile alla relazione che contiene il modello geologico, se non vi si possono mettere dati geotecnici.

Una seconda osservazione riguarda le valutazioni riguardanti la classificazione sismica del sottosuolo, che dovrebbero trovarsi nella relazione geologica (anziché nella parte geotecnica come suggerisce lo schema-tipo), per ottenere un tangibile "arricchimento" dei contenuti di tale documento. In effetti la parte sismica non ha molto di geotecnico.

Noi Geologi dobbiamo rivendicare in esclusiva tale caratterizzazio-

Tipo di sottosuolo	EC 8	S	T _{B(S)}	T _{C(S)}	T _{D(S)}	T.U.	S	T _{B(S)}	T _{C(S)}	T _{D(S)}
A		1.0	0.15	0.4	2.0	'05	1.0	0.15	0.4	2.0
B		1.2	0.15	0.5	2.0		1.25	0.15	0.5	2.0
C		1.15	0.20	0.6	2.0		1.25	0.15	0.5	2.0
D		1.35	0.20	0.8	2.0		1.35	0.20	0.8	2.0
E		1.4	0.15	0.5	2.0		1.25	0.15	0.5	2.0

Tab. 2 - Parametri dello spettro di risposta elastico consigliati da EC 8 per Tipo 1, a confronto con la tabella del T. U. 2005

classificazione precisa del suolo sia necessaria per applicare i corretti fattori amplificativi dell'azione sismica. Non di rado ciò si rivela inutile in quanto i suoli B, C ed E hanno gli stessi identici parametri (cosa che non accade nella corrispondente tabella dell'EC 8); inoltre le classi B e C da

utile una accurata determinazione della Vs30.

7. UNA CRITICA ALLO "SCHEMA TIPO PER LA RELAZIONE GEOLOGICA"

Il documento richiamato è stato predisposto dall'Ordine ed è scaricabile dal sito geologitoscana.it. Una prima perplessità riguarda

ne e pretendere che non possa star fuori dal quadro geologico, come abbiamo rischiato con la vecchia "relazione sulle fondazioni". Mettiamo almeno un punto fermo sul contenuto del modello geologico. L'ultimo suggerimento riguarda l'opportunità di fornire dati geotecnici anche se non richiesti,

(³) La ulteriore suddivisione delle classi sismiche 2, 3 e 4 in sottoclassi ogni 0.025g.

(⁴) Riferiti allo spettro di "Tipo 1", raccomandato per terremoti attesi con magnitudo delle onde superficiali Ms ≥ 5.5

come conclusione della modellazione geologica. Non dico di proporre esattamente il modello geotecnico monostrato necessario alle verifiche: solo un “oggetto” che vi si avvicini.

8. LA SEPARAZIONE TRALE INDAGINI GEOLOGICHE E GEOTECNICHE

Uno dei punti più controversi e maggiormente avversati da buona parte dei Geologi riguarda la separazione tra indagini geologiche ed indagini geotecniche, nonché l'enunciato “*le indagini e le prove devono essere eseguite e certificate dai laboratori di cui all'art. 59 del DPR 6.6.2001, n. 380*”.

La posizione presa in merito dall'Ordine dei Geologi della Toscana è chiara e pienamente condivisibile. Nell'attesa che si faccia chiarezza sul diritto dei professionisti di eseguire indagini, farò notare alcuni aspetti a favore di chi teme di dover rottamare il penetrometro. Premetto che quanto suggerito si riferisce ad opere di incidenza medio-bassa, mentre nei lavori più importanti è ovvio che le indagini debbano essere maggiormente dettagliate.

a) Le indagini per il modello geologico sono del tutto libere. Infatti dell'obbligo di certificazione si parla solo a riguardo del modello geotecnico.

Il legislatore consente quindi ai Geologi di continuare ad usare gli strumenti di sempre. Credo che in questo modo vi sia l'opportunità di arricchire i contenuti della modellazione geologica con la proposta di una “stratigrafia geotecnica”, o comunque con qualcosa di simile a quanto prodotto con il DM 11/3/88.

b) Nella modellazione geotecnica “*la progettazione potrà essere basata sulle conoscenze disponibili*”.

Vorrei richiamare l'attenzione sui termini *conoscenze disponibili*. Le conoscenze disponibili per la modellazione geotecnica non posso-

no che essere quelle desunte dalla relazione geologica, dove saranno ben esposte le prove eseguite – perché no, anche le penetrometrie leggere per opere di modesta entità o in zone male accessibili – e le correlazioni proposte; sarà compito del progettista valutare se il quadro conoscitivo proposto dal Geologo è sufficiente o meno. Anche per piccole opere si può così proporre in piena onestà intellettuale una relazione adeguata e confortata da prove, contenendo i costi di indagine.

Nel contesto di un modello geotecnico sarebbe invece un grave errore pensare che le conoscenze disponibili possano assomigliare, anche lontanamente, allo spregiudicato e talora scorretto uso che si è fatto della “raccolta di notizie”. Un collaudatore non dovrebbe accettare niente del genere.

Quanto a noi, sostituire i dati acquisiti in campo con dati “fantasiosamente raccolti” significherebbe disconoscere l'utilità del nostro lavoro, nonché dare buoni argomenti a chi ci nega il diritto di eseguire prove geognostiche.

9. CONCLUSIONI

Il nuovo Testo Unico sulle costruzioni è certamente una norma innovativa e stimolante, che va vista come una opportunità per adottare un approccio rigoroso ai calcoli geotecnici.

Presenta tuttavia vari passaggi poco chiari; in particolare gli EC 7 e 8-5 sembrerebbero recepiti con alcune semplificazioni discutibili per alcuni aspetti geotecnici, o ignorati per altri aspetti (ad esempio, per le opere di sostegno).

Ho cercato di evidenziare alcuni aspetti rilevanti e di proporre delle soluzioni; ogni contributo critico sarà benvenuto. Mi auguro che le considerazioni che ho espresso siano considerate utili dai colleghi, in particolare dai più giovani.

Bibliografia

- AIELLO E. (2006) – “*Modellazione geologica ed esempi di lavori svolti alla luce delle Norme Tecniche per le costruzioni*” – Giornata di studio: Relazione geologica e geotecnica alla luce delle Norme Tecniche per le costruzioni, Ordine dei Geologi della Toscana, Firenze
- D.M. 14/9/2005 “*Norme Tecniche per le Costruzioni*” – S.O. 159 G.U. 222 del 23/9/2005
- FERRINI, M., BAGLIONE, M., D'INTINOSANTE, V., FABBRONI, P. (2006) – “*Le Norme Tecniche Costruzioni DM 14.9.2005: la geologia ed il geologo*” - Giornata di studio: Relazione geologica e geotecnica alla luce delle Norme Tecniche per le costruzioni, Ordine dei Geologi della Toscana, Firenze
- FRANK R. (2005) - “*Conceptual aspects and basic principles of Eurocode 7 'Geotechnical design'*”. Atti XX CGT, Conferenze di Geotecnica di Torino, XX ciclo, Politecnico di Torino, 22 e 23 Novembre 2005.
- NORI, L. (2006) – *Preparazione delle dispense per il seminario di elaborazione statistica dei dati, comunicazione personale*
- SIMONELLI A.L. (2003) – “*Eurocodice 8: valutazione delle azioni sismiche al suolo ed effetti sulla spinta dei terreni*” – Atti del Workshop sull'Eurocodice7, L'Aquila, vol. speciale della Rivista Italiana di Geotecnica.
- VIGGIANI, C (1999) – “*Fondazioni*”, nuova edizione –Hevelius Ed.