FOCUS

LE MISURE IN SITO E IL CALCOLO MANUALE PER VALUTARE LA VULNERABILITÀ SISMICA

In situ measures and the manual calculation to assess seismic vulnerability

a cura di
Ing. P. Ventura

Si evidenzia dapprima l'importanza formativa, specie riguardante il giudizio critico sulla miriade di dati digitali, sviluppata dal calcolo manuale attraverso i noti contributi e limiti delle varie discipline strutturali, richiamati con alcuni esempi storici riguardanti l'interazione struttura-terreno, a cominciare del calcolo grafico statico.
Si sottolinea poi che la valutazione della sicurezza non deve basarsi sulle azioni massime e resistenze minime estreme valutate solo probabilisticamente e non basate su valide misure proporzionate alla scala del problema. Particolare attenzione è data al calcolo manuale e all'analisi retrogressiva di dati rilevati con misure in sito, anche di tipo innovativo, per svolgere il dimensionamento e il controllo d'interventi di consolidamento dell'esistente, specie in cemento armato in zona sismica.

Parole chiave: Nuove misure in sito, calcoli a mano, analisi retrogressiva, interazione cemento armato-terreno, criteri di sicurezza.

FOCUS

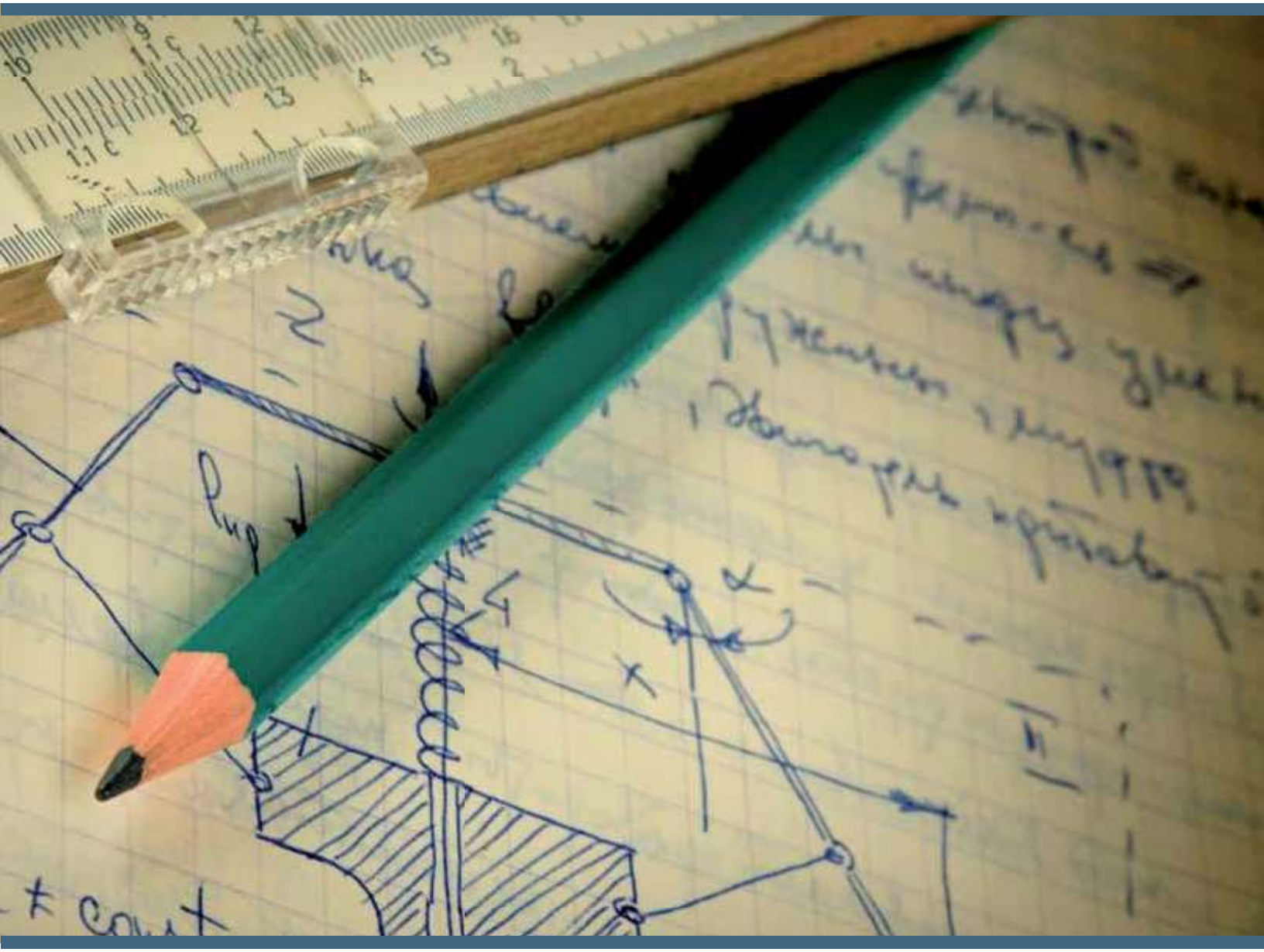
LE MISURE IN SITO E IL CALCOLO MANUALE PER VALUTARE LA VULNERABILITÀ SISMICA

In situ measures and the manual calculation to assess seismic vulnerability

a cura di
Ing. P. Ventura

Si evidenzia dapprima l'importanza formativa, specie riguardante il giudizio critico sulla miriade di dati digitali, sviluppata dal calcolo manuale attraverso i noti contributi e limiti delle varie discipline strutturali, richiamati con alcuni esempi storici riguardanti l'interazione struttura-terreno, a cominciare del calcolo grafico statico.
Si sottolinea poi che la valutazione della sicurezza non deve basarsi sulle azioni massime e resistenze minime estreme valutate solo probabilisticamente e non basate su valide misure proporzionate alla scala del problema. Particolare attenzione è data al calcolo manuale e all'analisi retrogressiva di dati rilevati con misure in sito, anche di tipo innovativo, per svolgere il dimensionamento e il controllo d'interventi di consolidamento dell'esistente, specie in cemento armato in zona sismica.

Parole chiave: Nuove misure in sito, calcoli a mano, analisi retrogressiva, interazione cemento armato-terreno, criteri di sicurezza.



The importance of the manual computation, especially to develop critical judgment in the myriad of digital data, is evident from the known contributions and limits of the various structural disciplines, recalled with some historical examples of the soil structure interaction, beginning with the graphic static calculation.
It is further emphasized that the safety assessment should not be based on maximum actions and extreme low strengths evaluated only probabilistically and not based on valid measures proportional to the scale of the problem.
Particular attention is given to the manual calculation and the back analysis of in situ measured data, also of the new type, to carry out the prediction and performance of consolidation interventions, especially in reinforced concrete in the seismic zone.

KEYWORD: new in situ measures, hand calculations, back analysis, reinforced concrete-soil interaction, safety reliability.

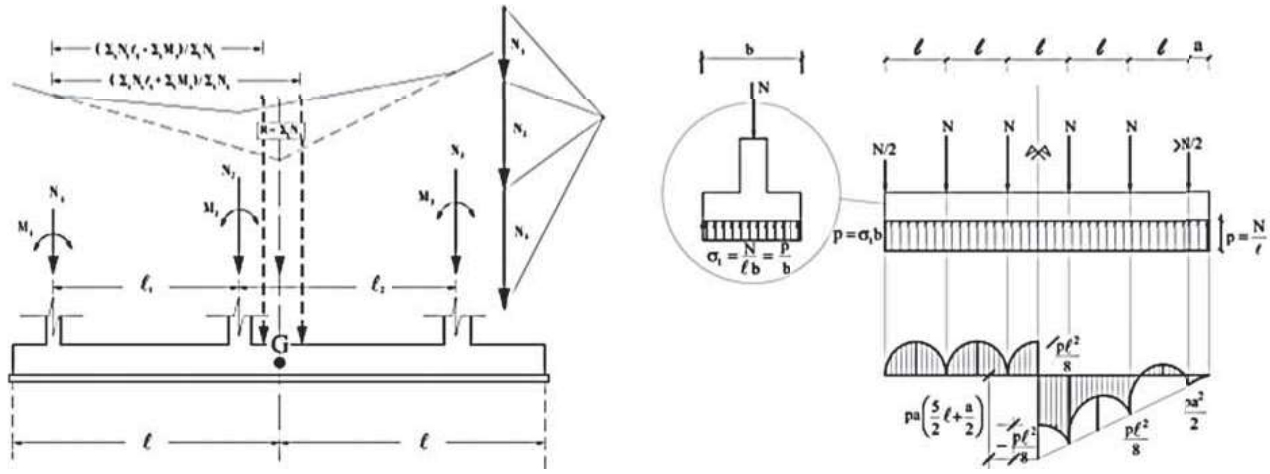
1 - Introduzione

I criteri di progettazione si basano come noto anzitutto sulle scelte interdisciplinari basate su indagini in idonea scala e qualità che forniscono i dati di input da inserire nei calcoli di valutazione della sicurezza.
La storia di tali calcoli ha cambiato altrettanto notoriamente 4 volte il linguaggio matematico: da quello grafico ad algebrico e poi differenziale tipici dei calcoli sintetici manuali a quello matriciale peculiare dei programmi di calcolo digitali, che non devono far dimenticare il ruolo delle verifiche a mano, spesso da riscoprire.
Le dita delle mani si muovono sulla tastiera ma non seguono più con la mente il procedimento di calcolo che scorreva sotto la penna e consentiva di controllare la scelta e i limiti dei modelli, nonché gli ordini di grandezza della sicurezza e svolgere predimensionamenti spesso proporzionati agli oggettivi limiti aleatori dei dati di input e non colmabili neanche con i criteri probabilistici estremi, specie estrapolati da misure molto disperse.
L'articolo non vuole rimembrare quando in un calcolo a telaio questi era l'unico che si rilassava nel ripartire i momenti da un nodo all'altro, ne tantomeno non riconoscere la decisa maggiore sicurezza del moderno calcolo tridimensionale delle interazioni strutture-terreni dinamiche, ma vuole anzitutto *non far perdere la memoria dell'importanza formativa del calcolo manuale che fornisce un prioritario contributo all'approccio olistico nella progettazione.*
Si richiamano sinteticamente in rassegna i noti contributi e limiti che le *6 classiche discipline Strutturali* forniscono specie alla Geotecnica con particolare riguardo alle modellazioni e applicazioni interdisciplinari a guida delle scelte progettuali.
Ciò anche per favorire l'interdisciplinarietà ed evidenziare ai Geologi e agli Architetti le necessità degli Ingegneri per fare le scelte, anche tecnologiche, e raggiungere la sicurezza.

2 – Statica

Il più antico *criterio di sicurezza* è notoriamente quello deterministico applicato a ciascuna delle equazioni scalari di equilibrio delle azioni e reazioni esterne ai corpi rigidi perfetti, graficizzate dalla chiusura del poligono delle forze e del poligono funicolare tutti da riutilizzare (fig. 1a).

Figura 1: Contributi e limiti della Statica



Ben noto contributo della Statica è dato dall'allineamento della risultante dei carichi con gli assi principali d'inerzia a momenti centrifughi nulli e dal centraggio delle oscillazioni nel nocciolo d'inerzia caratterizzato dai giratori.
Limiti invece della Statica sono evidenziati dall'errato calcolo dei momenti causato dall'ipotesi di masse rigide o senza gli adattamenti deformativi iperstatici.
La *Geometria delle masse*, estesa al volume significativo di terreno interessato dalla costruzione, con il calcolo anche grafico dei pesi, indipendentemente dall'eventuale quadro fessurativo e dalle leggi costitutive dei materiali, guida anzitutto le scelte progettuali e poi le verifiche di equilibrio (EQU).

Particolarmente utile è l'uso della Statica nel *Calcolo a Rottura* in cui le sollecitazioni reagenti che impegnano tutta la resistenza, specie misurata in sito, sono desumibili dalle equazioni di equilibrio, con valutazioni della sicurezza molto attendibili e ancora in auge specie per le verifiche dei muri di sostegno.
A fianco a questi brillanti contributi sono altrettanto da evidenziare i limiti della Statica causati dall'ipotesi di perfetta rigidità delle masse che non contempera la preziosa adattabilità delle strutture per contenute deformazioni interne, rendendo errato il calcolo delle sollecitazioni (fig. 1b) e l'interpretazione delle maggiori armature nel c.a. in zona sismica.

3 – Scienza delle Costruzioni

Fondamentale è il ruolo guida delle formule che contemperano elegantemente le deformazioni, a cominciare dai modelli costitutivi perfetti elastico e plastico, nonché il lavoro interno che notoriamente ha illuminato la sicurezza, specialmente nei riguardi delle oscillazioni di prova sui fenomeni d'instabilità.

Tabella 1: Elementi di teorie "perfette"per il dimensionamento delle strutture

Carichi	Sollecitazione prevalente	Statica	S. d. C.	T. d. C.
	N	$\boldsymbol{A}$	EA / L	$f_{mk}\,\boldsymbol{A} / \gamma_m\,\gamma_q$
G, Q, Q_o, Q_E		$E = f_{mK} \rightarrow \infty$	$\lambda_{amm} = \pi\sqrt{\frac{E}{f_{mk}}} > l_0\sqrt{\frac{A}{I_{min}}}$	
	M	$\boldsymbol{I}$	$E\boldsymbol{I} / L$	$f_{mk}\,\boldsymbol{I} / y\,\gamma_m\,\gamma_q$
Modelli costitutivi classici dei materiali		Massa rigida perfetta $\delta / l = 0$	Rigidezza elastica perfetta $\delta / l \approx 1/500$	Resistenza plastica perfetta $\delta / l \approx 1/100$

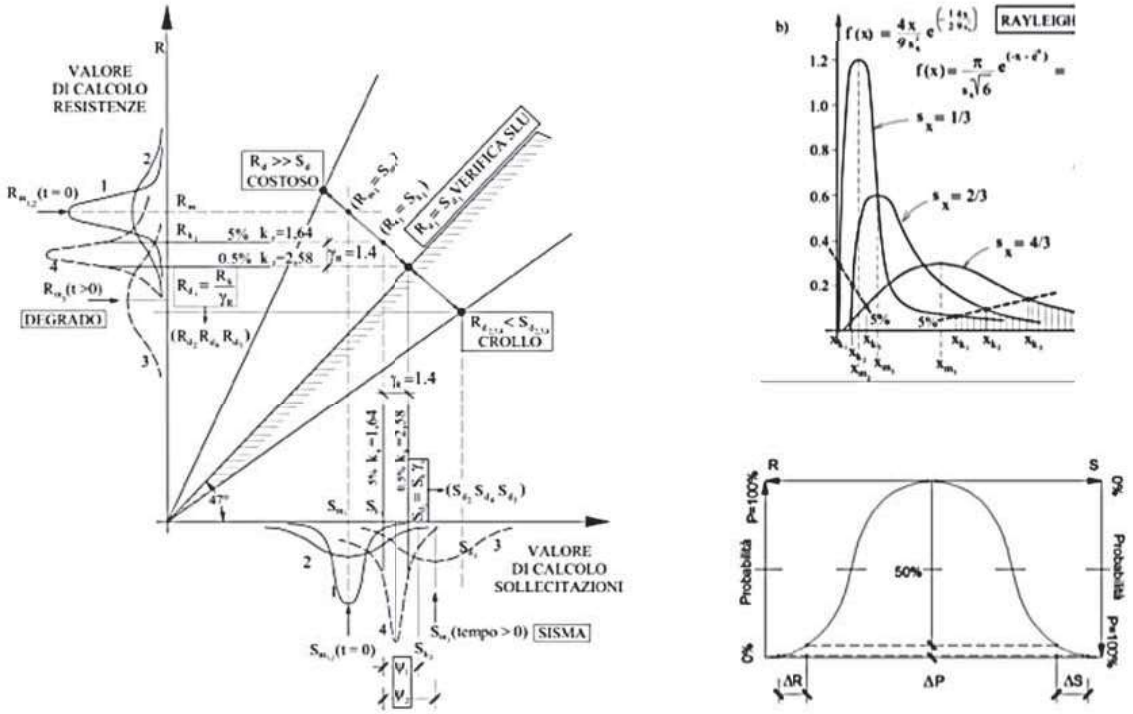
Nella tabella si evidenzia che il ruolo della *Geometria delle Masse* ovvero delle rispettive area *A* e momento d'inerzia *I* è comune a tutti e 3 i modelli perfetti, specie inoltre per valutare la snellezza λ in modo da prevenire i fenomeni d'*instabilità* strutturale, soprattutto in campo sismico di esercizio.
Fondamentali sono i contributi e i limiti dei 3 modelli costitutivi perfetti sintetizzati nella tabella: le scelte dei rapporti fra M, K, D sono come noto strettamente correlate al rapporto fra le azioni verticali e quelle orizzontali sia per la struttura che per il terreno.

Principali contributi e limiti alla sicurezza dei modelli

Modelli	Grandezze	Contributi	Limiti
Rigido	Massa $M = F/a$	Regolarità inerziale	Assenza adattabilità
Elastico	Rigidezza $K = F/\delta$	Ridondanza iperstatica	Disomogenea interazione
Plastico	Duttilità $D = L_{diss}/L_{scamb}$	Resilienza incrudente	Instabilità vulnerabile

La storica ricerca sperimentale del *limite elastico* per dimensionare lo stato limite di esercizio (SLE) peraltro non può essere sostituita dai fattori parziali di sicurezza semiprobabilistici, specie applicati a dati estremi presunti e basati su un ridotto *livello di conoscenza* (LC) soprattutto dell'esistente, o su ridotte indagini specie carenti nella scala opportuna del *laboratorio, in sito o in vera grandezza* a seconda della complessità del problema in esame, specie geotecnico e sismico.

Figura 2: Criterio di sicurezza semprobabilistico e incidenza della distribuzione dei dati estremi sulla validità del rapporto sicurezza/costi

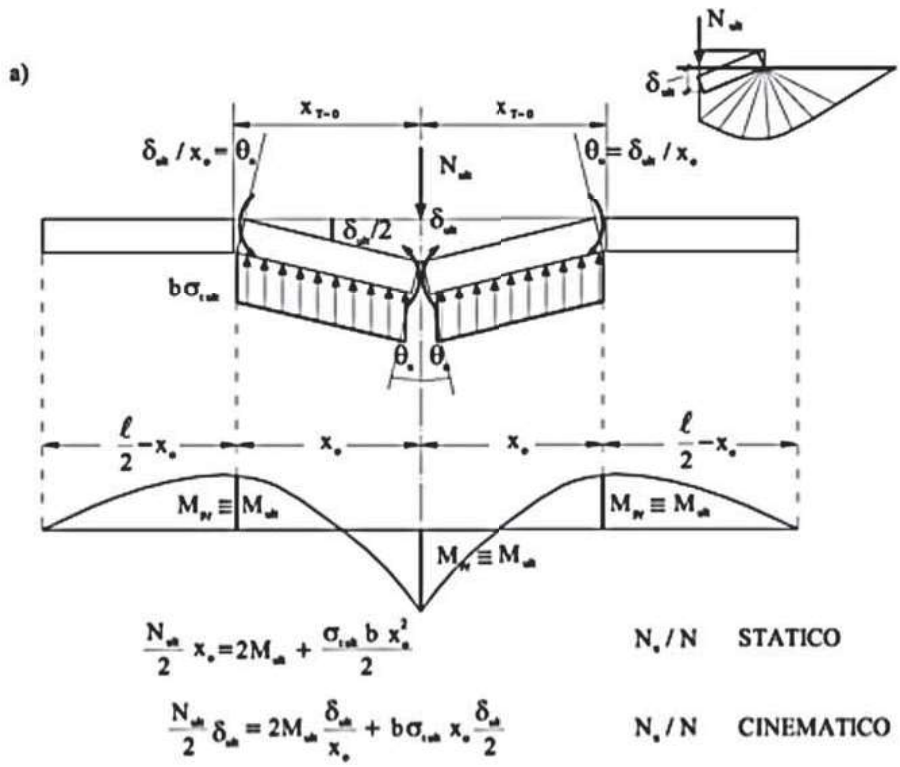


In proposito la figura 2 evidenzia che per aumentare di poco la probabilità ΔP in termini di *sicurezza* si devono usare diminuzioni delle resistenze di calcolo dei materiali ΔR_d e maggiorazioni delle sollecitazioni di calcolo ΔS_d eccessive.
Con rapporti contenuti di dispersione dei dati s_x e intensità media x_m elevata, ovvero con coefficienti di variazione v_R o $v_S < 0,2$ per passare da P = 90% (frattili 5%) a 99% (frattili 0,5%) i fattori parziali di sicurezza $1/\gamma_R$, γ_S variano di 1,4.
In presenza di carenza significativa statistica dei dati delle indagini, cioè per v_R o $v_S > 0,3$, il criterio di sicurezza semiprobabilistico diventa invece inattendibile in quanto maschera il rischio reale e porta a interventi "al buio" in nome del temuto caso del "cigno nero" come se fosse un pericolo conclamato.
In tali situazioni *incognite* può essere più prudente riconoscerne i limiti $(v = s_x/x_m < 0,2)$, per non passare da scelte "probabili virtuali" a "soggettive opinabili".

4 – Tecnica delle Costruzioni e Geotecnica

La figura 3 illustra il calcolo a rottura sia della fondazione in cemento armato che del terreno interagente.

Figura 3: Calcolo manuale di un pilastro dall'interazione a rottura platea di fondazione-terreno



Il carico ultimo del pilastro è ricavato dalla coincidenza del moltiplicatore statico con quello cinematico, in base alla resistenza sia del c.a., dimensioni *bd*, sia del terreno (GEO) con una sintetica interazione a rottura, che elegantemente ricorda l'origine della Geotecnica nell'ambito della Tecnica delle Costruzioni e *la sicurezza delle fondazioni in c.a.*.

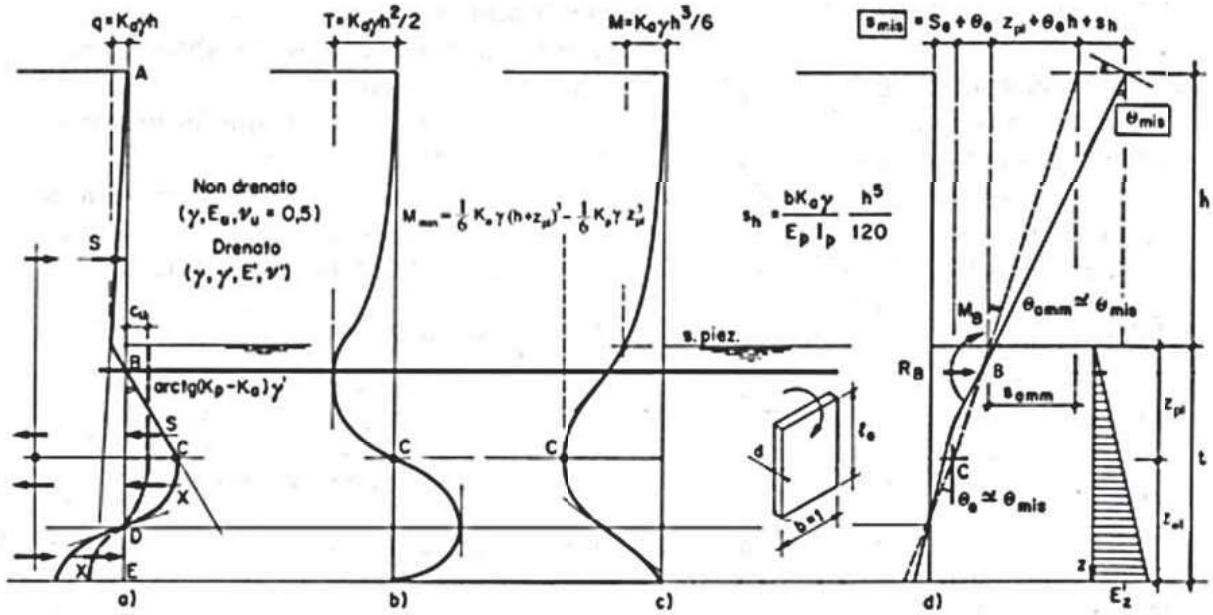
$$-M_{\text{ult}} = \frac{\sigma_{f\,\text{ult}} d^2 b}{4} = M_{\text{ult}} + \frac{\sigma_{t\,\text{ult}} b x_0^2}{2} - \frac{N_{\text{ult}} x_0}{2}$$

$$2M_{\text{ult}} = -\frac{N_{\text{ult}}^2}{8b\sigma_{t\,\text{ult}}} + \frac{N_{\text{ult}}^2}{4b\sigma_{t\,\text{ult}}} \leftarrow x_0 = \frac{N_{ult}}{2b\sigma_{tult}}$$

$$N_{\text{ult}} = 4\sqrt{\sigma_{t\,\text{ult}} b M_{\text{ult}}} = 2bd\sqrt{\sigma_{f\,\text{ult}}\sigma_{t\,\text{ult}}}$$

Le sollecitazioni di esercizio della fondazione in zona sismica devono peraltro sopportare le sollecitazioni ultime del pilastro (STR) per soddisfare i criteri prestazionali della normativa italiana NTC 2018 § 10.2.
L'impiego poi dei pilastri gettati direttamente nella muratura armata consente di ripartire al meglio le sollecitazioni sismiche con tecnologia da sviluppare in Italia.
Considerazioni altrettanto sintetiche riguardano l'*interazione paratie-terreno*, specie per le correlazioni fra i vari stati limite di esercizio (SLE) e ultimo (SLU) indotto dal sisma anche con limitati spostamenti del terreno oltre l'esercizio, per cui si passa, specie in presenza di acqua, rapidamente ai modelli delle paratie puntellate.

Figura 4: Calcolo manuale in esercizio di una paratia a sbalzo



La profondità d'incastro z_{pl} di massimo impegno plastico passivo corrisponde alla profondità di taglio nullo $z_{V=0}$

$$S_a = \frac{1}{2}\gamma K_a h^2 \approx \gamma (K_p - K_a) z_{pl}\left[\frac{1}{2}z_{pl} + \frac{4}{9}z_{el} - \frac{1}{3}z_{el}\right]$$

$$M_{\max} \approx \frac{2}{3}K_p\,\gamma\, z_{pl}\cdot\frac{z_{el}^2}{4} \rightarrow z_{el} = \sqrt{\frac{6M_{\text{eser}}}{\gamma\, K_p\, z_{pl}}}$$

La profondità d'incastro di esercizio "elastico", figura 4, in accordo con il modello "plastico" di Rankine, pertanto è:

$$t_{es} \approx z_{pl} + z_{el} = z_{pl} + \sqrt{\frac{\left[K_a (h + z_{pl})^3 - K_p z_{pl}^3\right]}{K_p z_{pl}}}$$

In presenza poi di stratigrafie complesse la profondità si desume retrogressivamente dagli spostamenti e rotazioni:

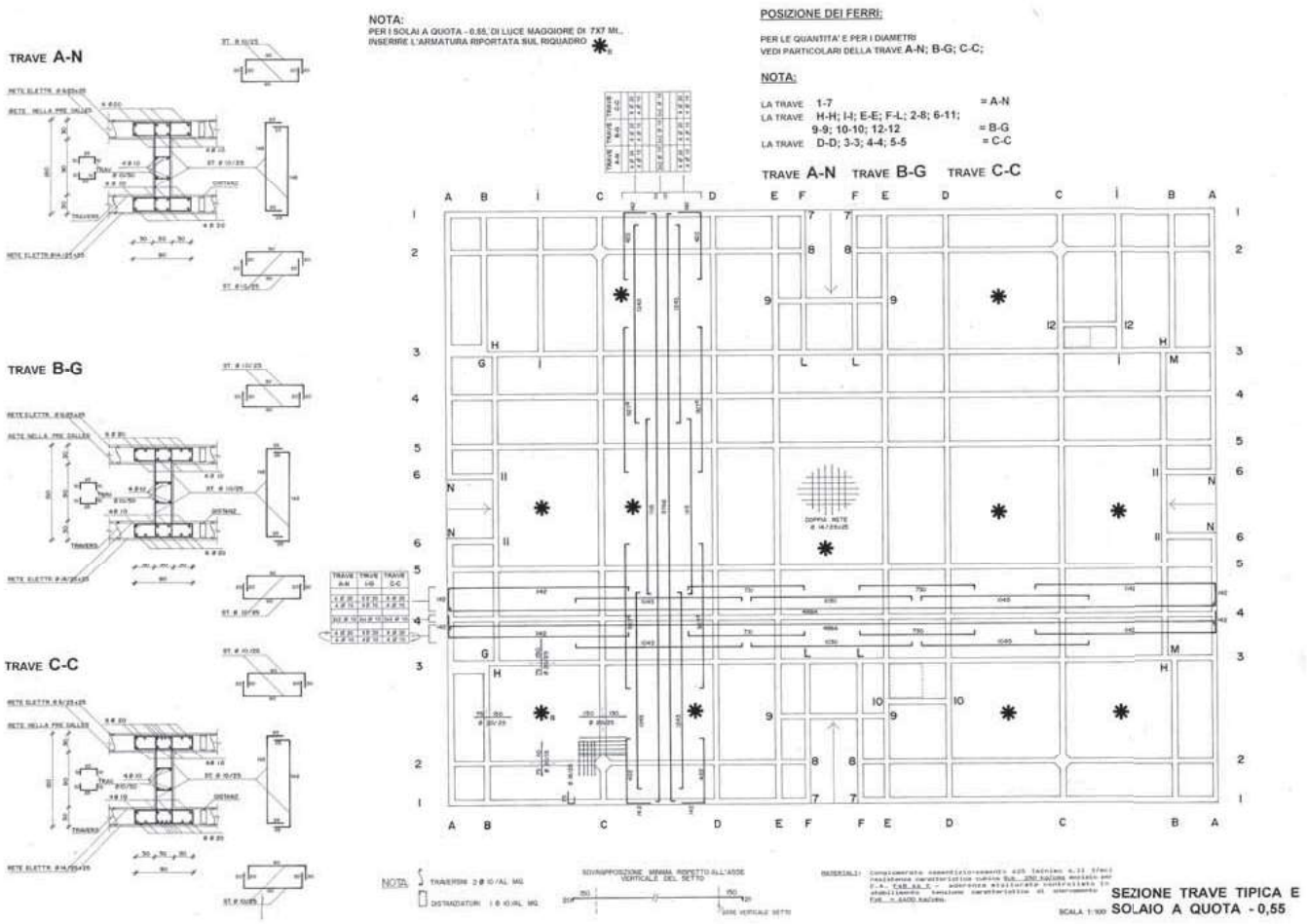
$$S_a = \frac{2}{3} k(\delta_{h0} + \frac{2}{3} t_{es}\theta)\frac{2}{3} t_{es} - \frac{1}{2} k(-\delta_{h0} + \frac{1}{3} t_{es}\theta)\frac{1}{3} t_{es} \rightarrow \delta_{h0} \quad ; \quad M_a \approx \frac{4}{27} k t_{es}^2 (\delta_{h0} + \frac{2}{3} t_{es}\theta) \rightarrow \theta$$

$$\delta_h = \delta_{h0} + (h + \frac{2}{3} t_{es})\theta < \delta_{h\,amm} \div \frac{h}{300} \rightarrow t_{es}$$

Analogamente per un *muro di sostegno* a sbalzo in c.a. i dati di spinta di un terrapieno privo di coesione e asciutto si possono desumere retrogressivamente dallo spostamento orizzontale in esercizio (SLE) δ_h misurato alla sommità h di una parete incastrata di spessore d e modulo E_c su base B fondata su un semispazio elastico E_t, per cui risulta:

$$\gamma K_a \approx \delta_h / \left[\frac{2}{5}\frac{h^5}{E_c d^3} + \frac{h^4}{E_t B^3}\right] \approx \delta_h \left[\frac{30 E_c J_c}{b h^5}\right] \text{ su roccia } E_t >> 0 \text{ o incastro perfetto}$$

Analisi simili valgono poi per la stima della *coesione* specie per i muri in zona sismica.
Lo stato limite ultimo (SLU) a scorrimento (GEO), dando per verificato il taglio alla base della parete in c.a. (STR), in caso di sisma con K_{aE} anziché K_a per non maggiorare il peso $G_E = G$ del muro, *dalla chiusura*



del poligono delle forze limite ultimo, necessita una riduzione della pressione spingente per "preziosa" coesione sul piano di posa pari a:

$$c \approx \gamma h\left[\frac{3}{4}\frac{K_a}{K_{aE}}(tg\varphi - \frac{a_{gh}}{g}) - tg\varphi)\right] \text{ in assenza di spostamenti orizzontali di primo distacco}$$

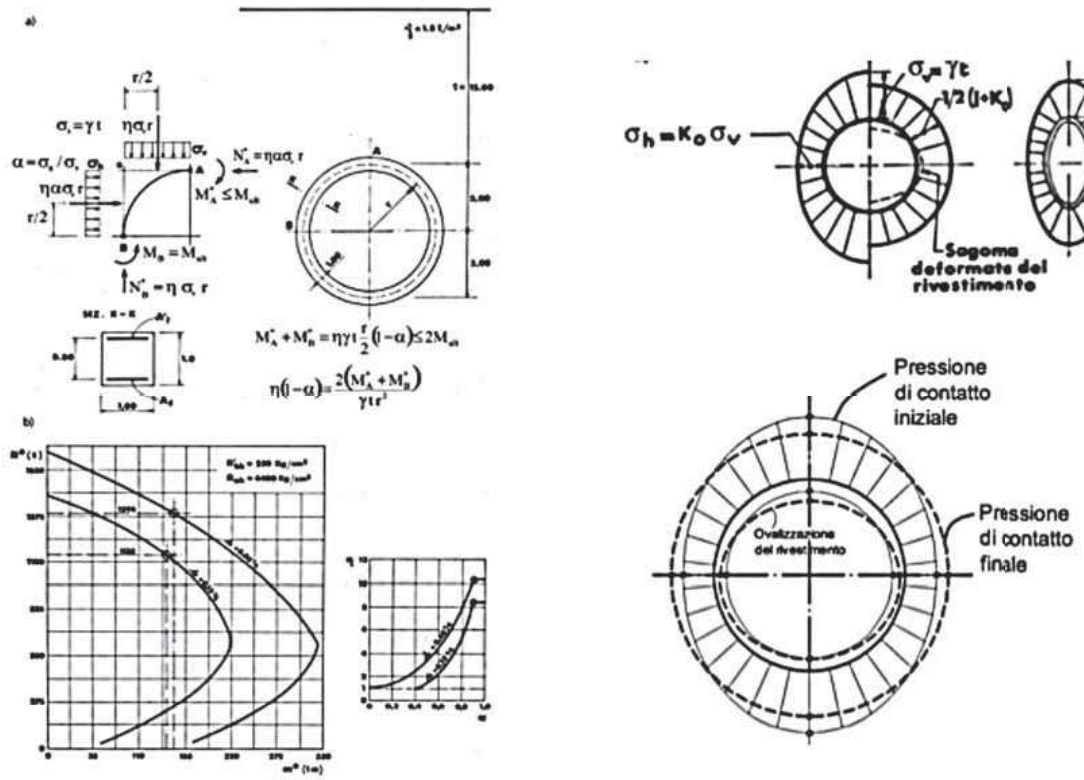
Tale analisi consente di utilizzare muri storici anteriori alle norme sismiche come macrosensori di zone sismiche.

Calcoli simili valgono per il dimensionamento di un *rivestimento di galleria* tipo metropolitana di figura 5.

La figura 4a evidenzia che la crisi non s'instaura per incremento del moltiplicatore di rottura statico η che maggiora le pressioni sia orizzontali che verticali, analogamente alla platea di fondazione di figura 2, ma per effetto della massima variazione $\alpha = \sigma_h/\sigma_v$ del rapporto fra tali pressioni di contatto causate dalle deformazioni per ovalizzazione nel tempo.

Le *misure distanziometriche* consentono pertanto un corretto dimensionamento del rivestimento, come illustrato nella figura 5: lo spessore *d* del rivestimento può essere valutato a partire dal calcolo a rottura, in cui il sistema 3 volte iperstatico diventa labile con 4 cerniere plastiche che verosimilmente s'instaurano nelle sezioni orizzontali e verticali di massime sollecitazioni già in esercizio in campo lineare.

Figura 5: Calcolo manuale a rottura del rivestimento di una galleria in c.a.



Il dimensionamento del rivestimento si desume per iterazione in modo che il rapporto *N*/M** possa convergere soddisfacendo sa η (1 – α) nelle classiche 3 equazioni di equilibrio piano, figura 5a, sia i rapporti di tentativo *n*/m** distanziati dai domini di figura 4b, in modo da ricavare l'armatura di centinatura.

Il calcolo esaminato allo stato limite ultimo (*SLU*) evidenzia inoltre il ruolo duttile della debole armatura tramite un idoneo spessore del rivestimento; in compromesso con le manovre di stoccaggio e brandeggio in cantiere.

Nelle *gallerie sommerse* antisismiche la massima freccia di ovalizzazione flessionale verticale $\grave{o}_V$ in chiave di volta s'instaura appena si lambisce il pelo dell'acqua, $h_W = 0$, per cui lo spessore *d* del rivestimento di

lunghezza unitaria, con peso specifico γ_W dell'acqua, o γ tipo *gallerie in terreni normalconsolidati* assimilato a un liquido pesante, risulta:

$$\frac{E_{riv} d^3}{12}\delta_v = 0{,}032\gamma r^5 \leftarrow \delta_v = \frac{2r}{500} \rightarrow d \div r\sqrt[3]{\frac{100\gamma r}{E_{riv}}} \div \frac{r}{15}$$

avendo valutato la rigidezza cilindrica in modo analogo al controllo delle frecce delle travi.
Dalla freccia di ovalizzazione invece orizzontale δ_h alle reni per massima differenza di pressione verticale in rapporto all'orizzontale litostatica schematizzata ad uniforme per le gallerie, o viceversa per i *tubi interrati compattati* lateralmente *(K_h - 1)*, lo spessore *d* risulta:

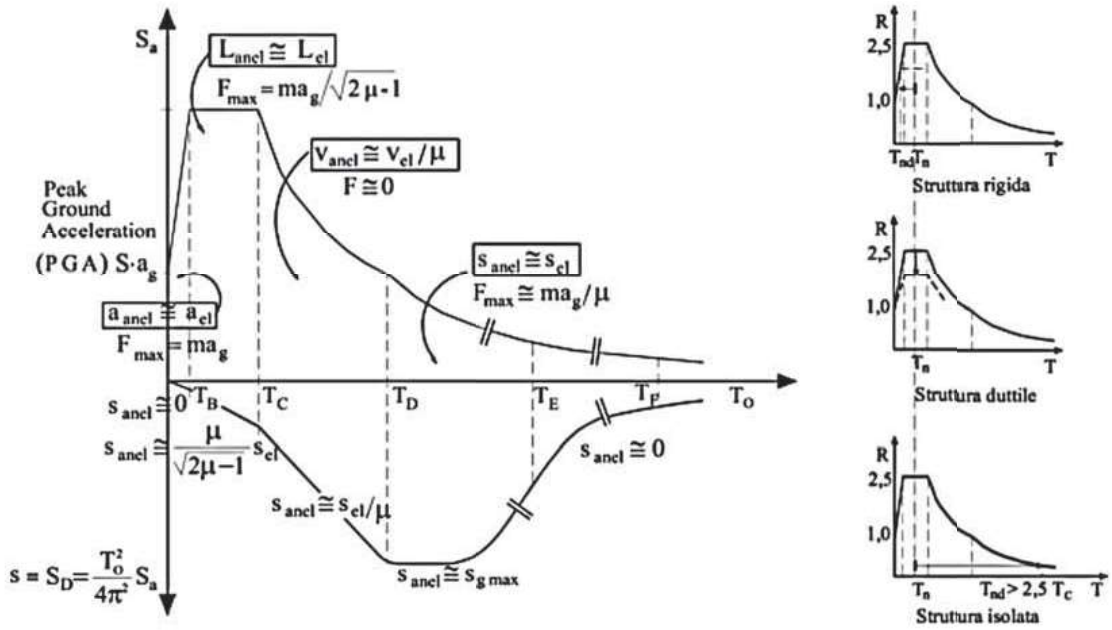
$$\frac{E_{riv} d^3}{12}\delta_h = 0{,}083(1-K_h)\gamma t r^4 \leftarrow \delta_h = \frac{2r}{500} \rightarrow d \div r\sqrt[3]{\frac{250(1-K_h)\gamma t}{E_{riv}}}$$

L'autocentraggio delle pressioni di contatto sismiche sul rivestimento ratifica il famoso isolamento delle gallerie ai terremoti, salvo l'attraversamento di delicatissime faglie che richiedono due rivestimenti coassiali indipendenti.

5 – Sismica e Geotecnica

Ulteriore interdisciplinarietà fondamentale è quella fra Geotecnica e Sismica specie per intervenire sull'esistente che ha già subito cedimenti differenziali da consolidazione del terreno o da spostamenti orizzontali indotti da moti franosi, soprattutto per effetto di sequenze di scavi dovuti a urbanizzazioni incontrollate e/o ostruzione delle linee di displuvio.
I validi spettri di norma integrati dalla microzonazione e dai rilievi idrogeologici forniscono i noti preziosi dati di vulnerabilità, peraltro con difficile discernimento delle cause dei danni in presenza dei predetti fenomeni in atto.

Figura 6: Spettro di progetto e principali tipi di allontanamento dalla risonanza



Dal punto di vista strettamente sismico la figura 6 evidenzia che bisogna rendere M, K, D più disaccordante possibile con i periodi di risonanza o di massima eccitazione del terremoto ovvero fare esattamente il contrario degli accordatori di strumenti musicali o di sintonizzatori dei sistemi radio-televisivi.
Come noto le accelerazioni e i corrispondenti spostamenti sono riducibili al variare della duttilità μ con l'irrigidimento ($T_n \rightarrow 0$), o l'incremento della ridondanza iperstatica ($s_{anel} \div s_{el}/\mu$) o l'isolamento sismico

($T_n > 2,5\ T_C$) con ben diverse scelte progettuali per allontanarsi dal pianerottolo di risonanza.
In merito si richiama la differente incidenza dei periodi propri struttura-terreno se valutati sullo spettro delle accelerazioni sismiche o sugli spettri di spostamento di norma, con la conseguenza che i criteri per sfuggire dalla risonanza e il conseguente controllo degli spostamenti orizzontali *(drift)* vengono contemperati con maggiori margini nello spettro di spostamento, specie per gli edifici in muratura.
Al crescere delle azioni sismiche i criteri di consolidamento si caratterizzano maggiormente tramite incremento rispettivamente di M, K o D al crescere delle forze - spostamenti F-ó e momenti – rotazioni, specie oltre lo snervamento F_y da attuare con incrudimento per evitare l'instabilità provocata dalla risonanza negli stati limite di danno e ultimo.

Principali contributi e limiti dei modelli alla sicurezza

Modelli	Grandezze	Contributi	Limiti
Rigido	Massa $M = F/a$	Regolarità inerziale	Assenza adattabilità
Elastico	Rigidezza $K = F/\delta$	Ridondanza iperstatica	Disomogenea interazione
Plastico	Duttilità $D = L_{diss}/L_{scamb}$	Resilienza incrudente	Instabilità vulnerabile

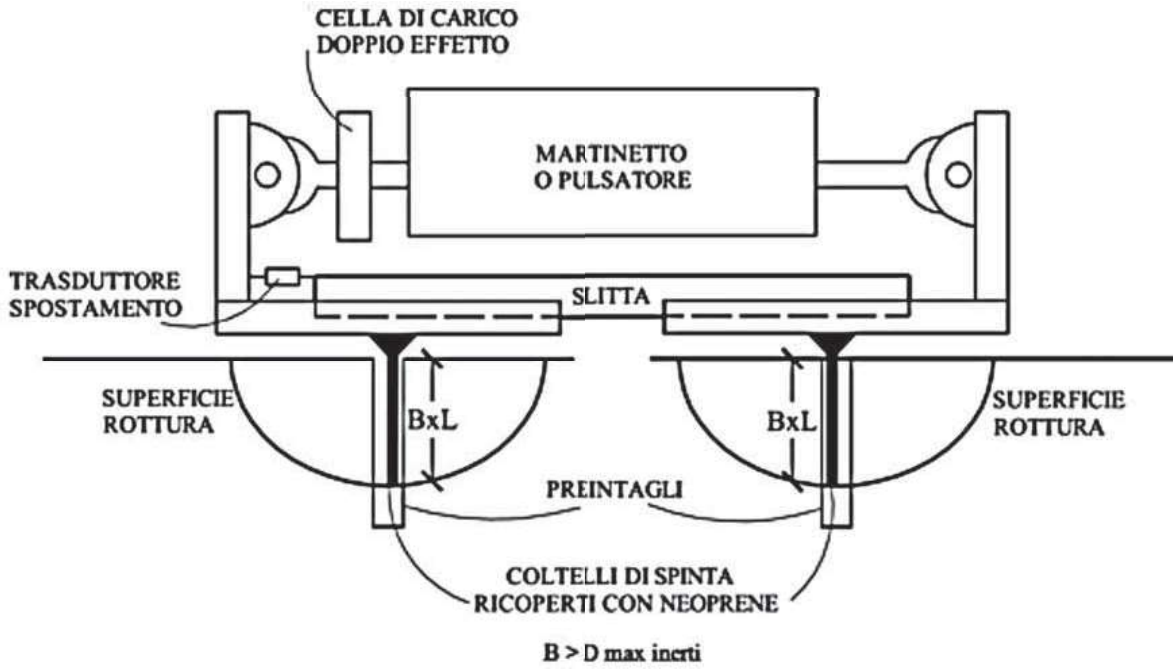
La tabella evidenzia che gli interventi prioritari di consolidamento riguardano mirati incrementi di massa M e di rigidezza K, essendo i terremoti italiani specie lungo tutto l'Appennino caratterizzati da magnitudo 6,5.
Fondamentale è pertanto la *regolarizzazione* tramite il centraggio inerziale (fig. 1) e l'annullamento dei momenti d'inerzia centrifughi, specie con nuove murature.
Incrementi invece in duttilità D o con isolatori sismici riguardano costruzioni di elevata importanza e terremoti di elevata intensità specie per amplificazioni di risposta indotte dalla microzonazione, escludendo peraltro naturalmente di costruire in zone in dissesto idrogeologico.
La valutazione della vulnerabilità delle costruzioni richiede una valorizzazione dell'arte d'indagare che, come in Medicina, deve essere suffragata e non soffocata dai potentissimi mezzi di indagine e di analisi prestazionali, con costi e tempi burocratici eccessivi se generalizzati.

6 – Consolidamento

L'importanza formativa del calcolo retrogressivo, inizialmente manuale, tarato su misure in sito appare in tutta la sua importanza nei riguardi dei progetti di consolidamento di costruzioni esistenti in zona sismica, specie interagenti con stratigrafie complesse e in pendio.
Vanno naturalmente prima esaminati gli interventi per prevenire i casi di alluvionabilità e franosità, nonché di eventuale amplificazione dello spettro di norma a causa di aspetti microsismici.
I dimensionamenti riguardanti la sicurezza del disciplinamento delle acque, della stabilità degli scavi, delle opere di sostegno e delle strutture esistenti, si svolgono naturalmente dopo l'esclusione di gravosi fenomeni pregressi, dando vita a tutto il prezioso contributo del c.a., che altrimenti può essere invece addirittura dannoso.
In particolare i diversi meccanismi d'interazione struttura-terreno sono molto condizionati dalla posa della fondazione, specie se su differenti strati da bonificare o su sabbia che presenta pressioni di contatto opposte a quelle su roccia e passibile di liquefazione in presenza di acqua da prevenire con la vibroflottazione.
Il prezioso contributo del c.a è quello di regolarizzare l'interazione con il terreno, specie in analogia all'architettura navale e al compenso con alleggerimenti.
Altrettanto importante è la misura della resistenza del conglomerato in sito, che specie in fondazione si può svolgere su elementi decimetrici più significativi.
In proposito la figura 7 mostra un nuovo apparecchio di prove sul calcestruzzo in sito realizzato con due coltelli ($B \approx 3D_{max}$ inerti) che vanno inseriti in preintagli fatti con il frullino, in modo simile all'inserimento dei martinetti piatti, ma comandati invece da un martinetto ciclico fino a rottura di tipo *pushin.*
Dallo sforzo normale misurato N_f si ricava la resistenza tangenziale τ_{cf} simile a quella a trazione f_{ctk} o a quella $\eta\tau_{camm}$ delle verifiche a punzonamento con lo storico metodo delle tensioni ammissibili e dei fattori di sicurezza η deterministici:

$$\tau_{cf} = \sqrt{2}N_f / \pi B\ L \approx f_{ctk} = 0,30\sqrt[3]{(0,83R_{ck})^2}\ (N/mm^2) \approx \eta\tau_{camm} \approx 3(4+\frac{R_{ck}-150}{75})\ (kg/cm^2)$$

Figura 7: Misura della resistenza del conglomerato in sito tipo *pushin test*: coltelli inseriti in preintagli per indurre ciclicamente con il martinetto una rottura cilindrica.



La distribuzione delle reazioni fino a rottura è più regolare delle prove *pull out*: la distribuzione infatti delle tensioni tangenziali massime τ_{cf} per pressione di contatto nastriforme s'instaura lungo un cerchio, secondo Fadum, e si mantiene tale fino allo scorrimento finale, nelle classiche ipotesi di Fellenius, con energia di frattura che impegna la tenacità secondo la modellazione di Griffith [IGF, 2017].
La prova impegna 4 provini e da subito 2 coppie di valori ed è impiegabile per desumere la resistenza caratteristica a compressione R_{ck}, contenendo le valutazione probabilistiche estremali e contribuendo a valutare le delicate scelte per stabilire se bisogna demolire o consolidare a causa di carenze del conglomerato.

7 - Conclusioni

Il richiamo di alcuni noti esempi classici di calcolo manuale consente nello svolgimento di segnalare come indagare e misurare con la maggior precisione possibile i parametri che più incidono sulla valutazione del rapporto sicurezza-costi e quindi di evidenziare la diversa incidenza dei modelli e dei dati di calcolo sulle scelte e sul risultato finale.
Fondamentali sono le scelte alla luce della Geometria delle Masse, prima d'iniziare ogni calcolo, secondo i canoni che armonizzano la Statica con l'Estetica, ovvero la Scienza e l'Arte, come ci hanno insegnato magistralmente Gaudi e Nervi e nel massimo rispetto dell'assetto idrogeologico e sismico adattandovi l'opera solo se è possibile.
Nel caso delle costruzioni esistenti, in base ad un adeguato numero d'indagini, il calcolo manuale può essere un valido precursore per valutare i danni e se è possibile proseguire con la dovuta sicurezza per realizzare gli interventi.
La valutazione della sicurezza non deve poi basarsi sulle azioni massime e resistenze minime estreme valutate solo probabilisticamente e non basate su valide misure proporzionate alla scala del problema e statisticamente significative.
Il mondo virtuale, penetrato anche nei dati di input dei programmi di calcolo, rischia di sostituirsi ai dati reali sperimentali invece sempre ben evidenti nel calcolo manuale preliminarmente essenziale, specie per validare i modelli.
Persino gli errori dovuti alla stanchezza e non ai subdoli *bug* erano recuperabili con il riposo e la possibi-

lità di ricontrollare ad arte ogni passaggio, alla luce diretta della modellazione e in particolare con l'analisi dimensionale.
In ogni caso il potente contributo dovuto ai programmi di calcolo, specie complessi e pieni di combinazioni illustrate in corposi manuali d'istruzione, meritano naturalmente ancor più scelte di modellazione e dati misurati di qualità.
Del resto gli eccessi di ricerca di dati estremi e persino di prove non semplici, da geologiche a geotecniche a sismiche a strutturali, possono soffocare le capacità di rischio, come per progredire e crescere nella vita evidenziato da Maslow, facendo perdere il limite della sana "prudenza" e cadere nella "macchinazione", parole che emblematicamente in ebraico si traducono nello stesso modo *mezimmah.*
Gli storici calcoli ingegneristici manuali consentono la formazione di un *giudizio critico* per discernere fra la miriade di dati digitali, in modo da integrare l'arte e la sensibilità delle scelte progettuali fino alla sicurezza di firmare responsabilmente, traghettando il progetto dal Geologo all'Architetto e viceversa con la massima interdisciplinarietà.
Nelle scuole a tutti i livelli devono decisamente restare vive le esercitazioni svolte su casi reali, dapprima senza computer, in modo da destare la formazione critica razionale e ricordando che il linguaggio matematico, a cominciare da quello storico, è l'unico comune a tutto il mondo, anche per contribuire a salvaguardarlo.

Ing. P. Ventura. Former Assistant Professor of the Construction Technique, Professor in Static and then in Geotechnical and Foundations, Department of Structural and Geotechnical Engineering, Faculty of Architecture, Roma 1, University "La Sapienza"

Bibliografia

- Benvenuto E. (1981). La Scienza delle Costruzioni e il suo sviluppo storico, Sansoni Firenze.
- Cestelli Guidi C. (1938). Meccanica dei terreni e stabilità delle fondazioni, Libreria Politecnica Roma.
- Chopra A.K. (1995). Dynamics of structures, Prentice Hall.
- Heyman J. (1997). The tsone skeleton: Structural Engineering of Masonry Architecture, Cambridge University Press.
- IGF. (2017). Frattura e integrità strutturale, Issue 41
- Nova R. (2002). Fondamenti di meccanica delle terre, McGraw Hill Milano.
- Pizzetti G., Zorgno A.M. (1980). Principi statici e forme strutturali, UTET Torino.
- Scott R.F. (1981). Foundation analysis, Prentice Hall.
- Ventura P. (2011). Fondazioni, Biblioteca Tecnica Hoepli Milano, 2ª edizione in 2 vol. 2018.