



## La valutazione delle resistenze terreno-strutture in zona sismica

Pierfranco Ventura

Via Emilio Repossi 19 - 00158 Roma

*Parole chiave: coesione non drenata ciclica, resistenza murature placcate, misure geodetiche, nuove misure in sito, prove di cantiere, analisi retrogressiva pseudostatica, controlli*

### SOMMARIO

Le verifiche della sicurezza in zona sismica, se si trascura la coesione sia della struttura sia del terreno, conducono rapidamente a diagnosi da “cigno nero” fino a costi enormi. Rappresentativa è in merito per i terreni saturi la valutazione della coesione “non drenata” ciclica o “a breve termine” unico baluardo resistente, essendo l’attrito nullo durante le scosse sismiche. La coesione non drenata è notoriamente un parametro molto delicato da misurare a causa dei disturbi rispetto alle tensioni geostatiche e al ruolo dei percorsi delle tensioni. In particolare si evidenzia l’utilità delle prove cicliche su tiranti o delle trincee d’ispezione spinte a profondità critica, specie in terreni passibili d’instabilità. Il ruolo della coesione è poi altrettanto importante se è imputabile alla cementazione nei terreni o nelle murature legate con malta specie di calce e pozzolana o grassello e pietre calcaree. Si evidenzia che piccoli valori della coesione ciclica non vanno annullati nelle verifiche in zona sismica perché danno un valido contributo alla sicurezza se agiscono su superfici estese ammortate, pur se ridotte del doppio delle eccentricità. La resistenza poi delle strutture in muratura, specie a pietra incerta o a consistenza vetusta o lesionata, è in pratica difficilmente misurabile, tanto da assumerla nulla e quindi decidere di demolire anziché consolidare. Si può invece, nei casi meno danneggiati e intonacati, ricorrere al placcaggio con griglie serrate tramite traversini filettati che attraverso il serraggio dei bulloni consentono di dosare una resistenza ciclica triassiale e ottenere una struttura assimilabile a una megalitica. Si passano in rassegna alcuni esempi di valutazioni delle resistenze riguardanti l’esistente sia “a priori”, basate su rilievi e analisi delle azioni e resistenze di progetto, sia “a posteriori” suffragate da misure geodetiche e da vari tipi di prove di laboratorio e in sito anche innovative. Si svolgono in proposito alcuni esempi di analisi retrogressiva sismica, di prove in vera grandezza preliminari di cantiere e di controllo dei consolidamenti con il metodo osservazionale. Si cerca di coprire la distanza di sicurezza fra la valutazione oggettiva dei modelli “perfetti” e quella soggettiva della realtà “imperfetta”. In merito, il § 10.2 delle NTC2018 richiede che l’uso dei programmi di calcolo vada suffragato da un “giudizio motivato di accettabilità dei risultati”, basandosi su calcoli semplificati degli ordini di grandezza input/output.

### 1 INTRODUZIONE

In zona sismica unica resistenza dei terreni saturi è la *coesione non drenata*  $c_u$  che, come noto, presidia le verifiche di portanza o di stabilità impegnate anche dalle forze d’inerzia.

La sicurezza è affidata anche a valori bassi di tale coesione, purché agenti su superfici estese, similmente alla meravigliosa pressione cardiaca “interstiziale” che, con frequenza eccitatrice di circa 1 Hz simile a quella d’interdizione dello spettro, risulta:

$$u \div 100 \text{ mmHg} \sim 0,1 \text{ atm} = 10 \text{ kPa} = \\ = 0,1 \text{ kg/cm}^2 = 1 \text{ t/m}^2 \quad (1)$$

Parallelamente per le strutture si esamina la *coesione nelle murature*, in quanto più vicina a

quella dei materiali che si rinvergono in geologia e in tanti nostri borghi storici.

Anche in questo caso si assume la coesione residua ciclica da cementazione  $c_m = 0$  nel tratto lesionato, ma si noti che oltre all’attrito può rimanere  $c_m \neq 0$  nel tratto non fessurato dello spessore murario che in prima approssimazione si riduce di  $2e$  ovvero del doppio dell’eccentricità innescata specialmente dalle forze d’inerzia.

Valori di  $c \div 1 \text{ t/m}^2$  non vanno tralasciati: ancora una volta “*less is more*” come in tante scelte della vita gravate dal trascurare la coesione. Tutta la fondamentale problematica della prevenzione e della manutenzione dipendono molto dalla valutazione della coesione e ancor più dalla coerenza nell’effettuare programmazioni di spesa almeno decennali.

Non si trattano le verifiche statiche, in quanto ampiamente riportate in tanti testi, ma anche per esse valgono le considerazioni analoghe a quelle che seguono, specie per la deduzione dei parametri di resistenza dalle verifiche (*back analysis*) a ritroso dello stato limite di esercizio (SLE) e ultimo (SLU). Per il ruolo sulla sicurezza dei modelli porosi e solidi rigidi-elastici-plastici “perfetti” rispetto alla realtà “imperfetta”, specie nei riguardi dell’interazione terreno-struttura in campo sismico, si propone il testo (Ventura 2019).

## 2 ANALISI LIMITE A RITROSO: MARGINI DI SICUREZZA SISMICA “A PRIORI” DELL’ESISTENTE

### 2.1 Coesione dei terreni

Si esamina un terrapieno incoerente asciutto  $c'_{terr.} = 0$ ,  $\varphi'_{terr.} \neq 0$  su terreno coerente saturo  $c_u \neq 0$ ;  $\varphi_u = 0$  di fondazione di un muro a gravità esistente assimilato a un blocco di lunghezza unitaria con dimensioni  $bh$ .

Come noto nell’analisi a ritroso si assume  $\eta = 1$  per il fattore di sicurezza deterministico a rottura che approssima il prodotto dei fattori parziali di sicurezza semiprobabilistici ultimi  $\eta \div \gamma_s \gamma_M$ .

Per avere con il terremoto di progetto la stessa dimensione di base  $b$  in condizioni statiche, peso  $G_E = G_{statico}$ , essendo la base fessurata  $b - 2e \sim 2b/3$  sospinta inerzialmente da  $K_{aE} \sim K_a + a_{gh}/g$ , è necessaria una coesione non drenata ciclica  $c_{uE}$  che, in base alla chiusura grafica pseudostatica del poligono delle forze e del poligono funicolare, a scorrimento (EQU) risulta:

$$S_{aE} \sim \frac{2}{3} \gamma K_{aE} h^2 = T_{base} = \frac{2}{3} c_{uE} b$$

$$c_{uE} \div \frac{\gamma K_{aE} h^2}{b} \quad (2)$$

Ad esempio per un muro a sbalzo alto 3 m, con 1,0 m di base, con i tipici valori di  $K_a$  e per accelerazione ondulatoria  $a_{gh} = 0,2g$ , risulta:

$$c_{uE} \div 0,8 \text{ kg/cm}^2 = 8 \text{ t/m}^2 = 80 \text{ kPa}$$

valore caratteristico dei terreni leggermente sovraconsolidati o con discreta cementazione naturale.

Se invece il terreno di fondazione fosse asciutto o in condizioni drenate con  $c'_{base} \neq 0$ ;  $\varphi'_{base} \neq 0$ , senza sisma  $b \div K_{ah}/2tg\varphi'$  e per  $b_E = b$  la *coesione resistente ciclica* risulterebbe:

$$S_{aE} \sim \frac{2}{3} \gamma K_{aE} h^2 = T_{base} =$$

$$= c'_{baseE} \frac{2}{3} b + \gamma h \frac{2}{3} b (tg\varphi' - a_{gh}/g)$$

$$c'_{baseE} = \gamma h \left( 2 \frac{K_{aE}}{K_a} tg\varphi' - tg\varphi' + \frac{a_{gh}}{g} \right) \quad (3)$$

con  $\varphi' = \varphi_{cv}$  a volume costante residuo indipendente dalla consistenza iniziale dopo numerosi cicli e in assenza di spostamenti orizzontali del muro di primo distacco alla base.

Come noto, la possibilità di spostamenti orizzontali rigidi, superata l’accelerazione critica durante i terremoti, consente peraltro di ridurre le spinte sismiche.

Analisi analoghe valgono per le verifiche di stabilità dei pendii con pendenza  $i$  e una striscia di terreno indefinita alta  $h$ , essendo pseudostaticamente  $tg\theta_E$  il rapporto delle accelerazioni ondulatorie e sussultorie:

$$tg\theta_E = \frac{a_{gh}/g}{(1-a_{gv}/g)}$$

$$c_{uE} \div \gamma h \cosi(tgi + tg\theta_{Ecrit}) \quad (4)$$

si desume  $c_{uE}$  di uno strato ad esempio piroclastico saturo passibile di colata.

In presenza di terreni eterogenei peraltro i programmi d’*interazione suolo-strutture dinamici*, come se il terreno fosse un intelaiatura, vanno usati con molta cautela.

In presenza di stratigrafie regolari o bonificate si consente invece di contemporare le misurazioni e il ruolo delle impedenze, sempre nello spirito del *Human Technology Oriented*.

In merito preziose radici culturali (Terzaghi 1943; Newmark Rosenblueth 1971; Pizzetti, Zorgno 1980; Scott 1981) sono alcuni riferimenti.

### 2.2 Coesione delle murature

Nel “mitizzato” confronto antisismico fra costruzioni in c.a. e muratura non si possono rendere inagibili murature con valida *coesione di ammorsamento* fra muri trasversali specie di pietra squadrata o listata di congruo spessore e ben ripartiti con regolarità, soprattutto sul terreno.

In particolare le murature in tufo legate con malta di calce e pozzolana presentano un peso specifico e quindi un’inerzia circa il 60% inferiore delle murature in pietra e pertanto possono sopportare accelerazioni maggiori dei concetti di calce nella proporzione  $\div 2,7/1,7$ .

Considerazioni analoghe valgono anche per le murature in laterizio e specie in blocchi forati

antisismici, sempre in relazione ad una valida distribuzione delle rigidezze e dei particolari costruttivi.

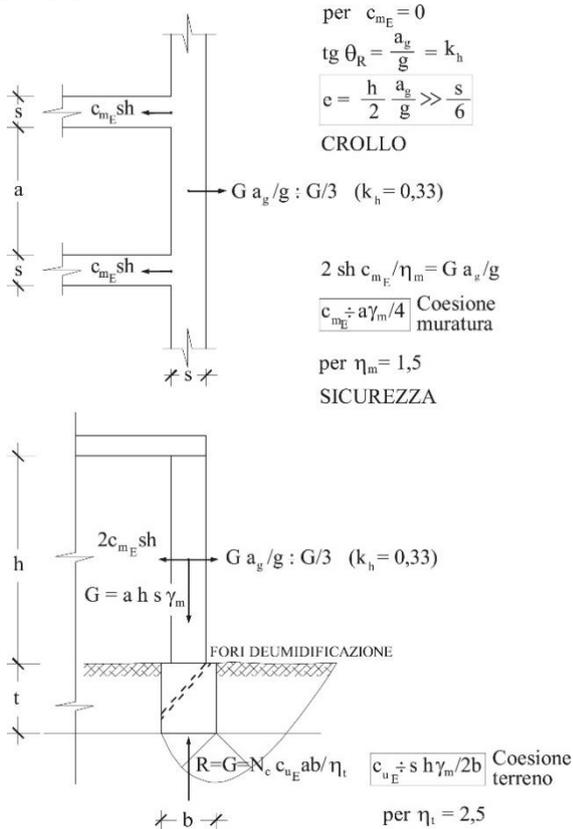


Figura 1. Ruolo antisismico della coesione nelle costruzioni in muratura (STR), consistenti ben ammassate o presidiate da ricorsi di mattoni o catene e con solai lignei o tessuti paralleli, caratteristiche di tanti borghi italiani plurisecolari, e ruolo della coesione non drenata nel caso di terreno consistente di fondazione (GEO).

In proposito si richiama che le accelerazioni massime di amplificazione delle strutture, nel campo dei periodi propri prossimi a quelli di risonanza, risultano dell'ordine di 2,5 volte maggiori rispetto all'accelerazione a terra (*Peak Ground Acceleration*) d'inizio dello spettro. Le risposte della struttura crescono linearmente, fino ai valori massimi dello spettro elastico con accelerazioni equivalenti a quelle anelastiche di danno e per *spettro di spostamento contenuto* (Paulay, Priestely 1992) nel caso di frequenze proprie < 5 Hz tipiche di edifici di pochi piani.

La normativa NTC2018 in campo lineare consente poi una riduzione dello spettro elastico di progetto con un *fattore di struttura* per smorzamento di  $q = 1,5$  volte, per cui per le murature in tufo è come se avessero una capacità in duttilità equivalente a  $q = 2,5$ , con criterio di controllo semplificato suffragato dal § 10,2 sul giudizio motivato di accettabilità. Si noti inoltre che gli spettri macrosismici convenzionali della norma hanno il vantaggio di essere definiti in tutta Italia e di prevenire i contenziosi (Augenti, Parisi

2019). Maggiorazioni microsismiche dello spettro vanno peraltro anch'esse interpretate in base ai limiti dei criteri probabilistici (§ 3.2).

La figura 1a, ripercorrendo il predetto esempio di statica grafica a ritroso dei muri a gravità in campo pseudostatico, ipotizzando  $k_h = a_{gh}/g = 0,5/1,5 = 1/3$ , consente di risalire alla coesione muraria. Malta consistente e conci ben rinzeppati equilibrano la componente orizzontale delle forze d'inerzia spiranti nella direzione ortogonale al muro, con coesione dell'ordine:

$$c_{m0E} \div 0,03 \text{ MPa} = 3 \text{ t/m}^2 < f_{mtd} = f_{mtk} / 1,4 \quad (5)$$

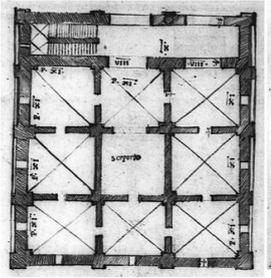
La resistenza a *trazione minima consentita dalla malta*  $f_{mtk} = 0,1 \text{ MPa} = 10 \text{ t/m}^2$ , specie della calce e pozzolana o del grassello legato chimicamente con la pietra calcarea, non va trascurata pur essendo millesimi della resistenza del conglomerato cementizio.

Va considerata la ripartizione delle tonnellate resistive sulle dimensioni  $as$ ; per non parlare del coccio pesto che ha reso impermeabili cisterne per secoli, pur con malta umida.

La coesione muraria è in grado di presidiare anche sensibili azioni sismiche su edifici in muratura regolari di pochi piani e con congrui spessori  $s$  ben incatenati, figura 2 a, b.

Del resto se il terreno di fondazione è coesivo saturo, durante il sisma si può fare affidamento solo sulla coesione non drenata  $c_{uE}$ , per cui, coerentemente, va esaminata anche quella della muratura anche umida. Solo in mancanza della coesione muraria  $c_{mE}$  per degrado in tutto lo spessore di muratura, la risultante  $R_E$  (fig. 1) s'inclina di  $\theta_E$  fino ad uscire rapidamente dallo spessore  $s$  del muro, con crollo che generalmente precede quello del terreno di fondazione specie se consistente. Le analisi a ritroso fra SLE-SLU del terreno (GEO) e SLE-SLU della struttura (STR) consentono di desumere parametri di input di resistenza sismica nevralgici e parametri per la valutazione degli interventi (§ 6).

In tal modo si stima specialmente il livello da cui far partire l'adeguamento struttura-terreno, realizzando il consolidamento in modo da avvicinarsi al terremoto prestazionale di norma secondo il criterio del sismabonus. Bisogna prevenire prioritariamente nelle zone a più alta pericolosità, soprattutto appenniniche, e coordinare l'adeguamento con quello delle opere pubbliche di rilevante importanza.



a)



b)

Figura 2. a) Casa antisismica con rinforzi angolari nei vani interni, progettata da Pirro Ligorio dopo il terremoto di Ferrara del 1570; b) Edificio in muratura sopravvissuto al terremoto di Tokio del 1923 di magnitudo 7,9, anche per resiliente interazione con il terreno.

L'uso ad esempio di regolari ringrossi angolari e degli imbotti (fig. 2a, b), di chiavi di ferro o di vincoli dissipativi, dagli empodi lignei fra i rocchi del Partenone, fino agli Shape Memory Alloy Device, hanno protetto la resilienza delle murature specie presidiando e marginando la coesione.

Strutture esistenti rimaste sane con frequenze proprie fra 5 e 1 Hz, nel tratto piatto di risonanza dello spettro, consentono poi di desumere in base alla durata dell'opera, specie se archeologica, anche le resistenze terreni-strutture. Analogamente le storie di esercizio di reti stradali, acquedotti, elettriche, ecc. integrano i rilievi microsismici.

### 3 PROVE DI LABORATORIO: EFFETTI DEI PERCORSI DELLE TENSIONI EFFICACI

#### 3.1 Richiamo sull'influenza del disturbo al campionamento

Il prelievo dei campioni cosiddetto "indisturbato" risente, come noto, dell'annullamento delle tensioni geostatiche e specie delle pressioni interstiziali idrostatiche.

Ciò comporta una sensibile redistribuzione delle tensioni efficaci all'interno del campione equilibrato dalle tensioni capillari in superficie che si mantengono principalmente con l'attività

chimica delle argille e invece diventano sempre più precarie al crescere delle frazioni limose inerti, fino alla non campionabilità delle sabbie.

È evidente che tale fenomeno rende le prove, specie per misurare la coesione non drenata, molto passibili di valutazioni sempre più carenti al crescere delle frazioni granulometriche inerti.

Notoriamente poi il valore della resistenza dipende molto anche dal percorso reale delle tensioni specie deviatoriche  $q$ - $\epsilon_{dev}$  in estensione, ovvero in regime di taglio e trazione, anziché in regime di compressione media  $p$ - $\epsilon_{vol}$  volumetrica.

La figura 3 mostra il percorso delle tensioni dovuto allo scarico dalle tensioni geostatiche e i vari tipi di ripristino delle tensioni efficaci di quiete ( $K_0$ ) simulati triassialmente in laboratorio e in sito per misurare attendibilmente la curva involuppo delle resistenze ( $K_{frad}$ ) di argille normalconsolidate (NC). Al crescere della sovraconsolidazione le curve SC, non disegnate, gli involuppi e i percorsi di simulazione si ribaltano nel campo delle tensioni deviatoriche  $q$  negative.

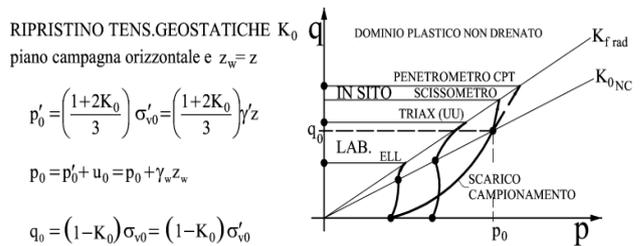


Figura 3. Annullamento delle tensioni geostatiche al campionamento e vari ripristini in laboratorio e in sito per rendere attendibili le misure simulando la ricostituzione delle tensioni efficaci geostatiche e il reale percorso delle tensioni efficaci indotte dal caso in esame.

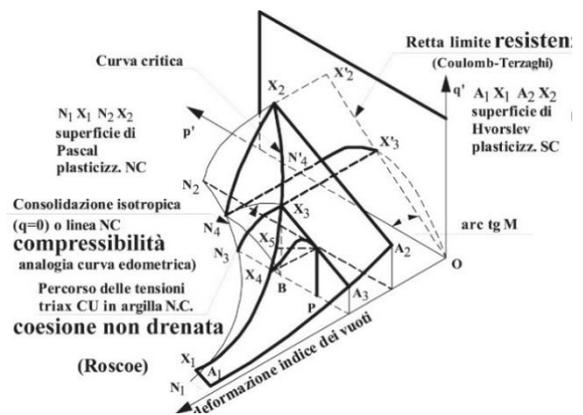


Figura 4. Modellazioni costitutive Cam-clay: correlazione fra le curve edometriche e d'involuppo delle resistenze drenate e non drenate di argille.

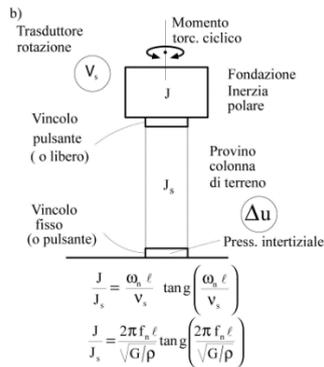


Figura 5. Colonna risonante a torsione.

### 3.2 Importanza dei risultati della ricerca reologica in Geotecnica

Particolarmente formativa è la ricostruzione della coesione fatta sui campioni ricostituiti di argille sistematicamente preparata ai vari gradi di sovraconsolidazione dal Gruppo di Cambridge (Schofield e Wroth, 1968) e sviluppata in Italia specie al Politecnico di Milano (Nova, 2002).

La ricerca reologica (fig. 4) consente specialmente di ricostruire la coesione non drenata delle argille correlandola alle prove drenate tramite l'indice di compressibilità edometrica  $C_c$ , l'angolo di attrito residuo  $\phi_{cr}$  e l'indice dei vuoti allo stato limite liquido  $e_{LL} - e_{crit}$  per le normalconsolidate (NC) o allo stato limite plastico  $e_{crit} - e_{LP}$  per le sovraconsolidate (SC). L'indice dei vuoti critico  $e_{crit}$  corrisponde al volume costante a rottura ciclica residua, che diviene uguale sia per argille NC che SC:  $\phi'_{cr} = \text{cost}$ . La coesione non drenata  $c_u$ , in funzione anche della tensione geostatica verticale efficace  $\sigma'_{v0}$  di prelievo, rispettivamente per NC e SC, pertanto risulta:

$$\log \frac{c_{uNC}}{\sigma'_{v0} \tan \phi'_{cr}} = \frac{e_{LL} - e_{crit}}{C_c} \quad (6a)$$

$$\log \frac{c_{uSC}}{\sigma'_{v0} \tan \phi'_{cr}} = \frac{e_{crit} - e_{LP}}{C_c} \quad (6b)$$

ottenendo la massima utilità dalle prove di laboratorio. La coesione non drenata desumibile da prove cicliche di laboratorio tipo colonna risonante (fig. 5) è maggiore o assimilabile a  $c_{uE} = c_u$  statica. Le precedenti valutazioni della coesione fatte con analisi "a priori" sull'esistente cominciano ad essere suffragate nella valutazione della sicurezza dal confronto con le prove di laboratorio. I limiti prima evidenziati del disturbo al campionamento comportano peraltro la necessità di ricorrere alle prove in sito o in vera grandezza, come ad es. è deducibile da prove cicliche quasi-statiche su tiranti in sito (§ 4.1).

Si evidenzia subito che i maggiori costi di tali prove sono del tutto convenienti, specialmente per individuare le cause dei dissesti e i giusti interventi di consolidamento dell'esistente.

Si richiama ancora che nel passare da terreni A a D gli spettri di norma crescono dell'ordine del 40% con amplificazioni di risposta anche più elevate in base alla microzonazione. Ciò rende l'iter degli interventi di consolidamento dell'esistente più arduo di quello di nuove opere per realizzare elevati valori delle resistenze o meglio di capacità di progetto con fattori di struttura  $q \gg 1,5$ . Peraltro raggiungere  $q = 2,5$  equivale di massima a ridurre lo spettro degli effetti della microzonazione.

## 4 PROVE IN SITO: STATO TENSIONALE GEOSTATICO EFFICACE

### 4.1 Prove sui tiranti preliminari

Con i terreni specie limosi o con debole cementazione, ad esempio per precipitazione esigua dei carbonati nello scheletro solido, ovvero più in generale ove il disturbo al campionamento rende poco significative le prove di laboratorio, è necessario ricorrere, come noto, alle prove in sito, sia in sede d'indagine che di inizio cantiere.

Particolarmente utili sono le prove sui tiranti di ancoraggio di diametro D strumentati, figura 6a, con un martinetto e manometro per misurare lo sforzo N di tiro e con un tubo assestometrico e comparatori per misurare lo spostamento s dovuto allo sfilamento della colonnina di lunghezza L geostaticamente cementata solo nello strato di prova.

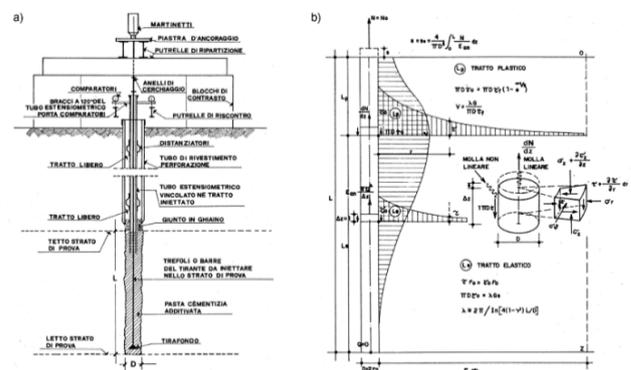


Figura 6. a) Prove di trazione su tiranti eseguibili anche durante le indagini geognostiche oltre che preliminari di cantiere; b) Stato tensionale per scorrimento fra cilindri concentrici.

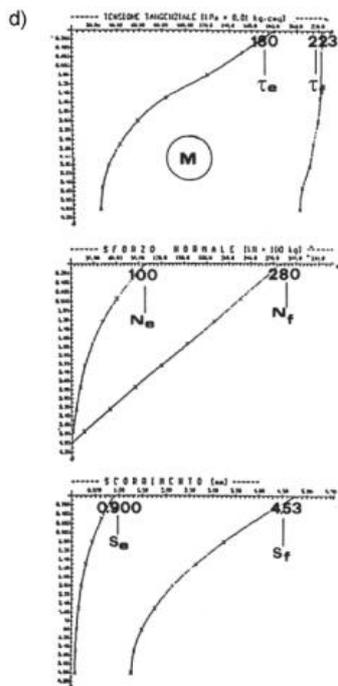


Figura 7. Analisi a ritroso, dal tiro N e dallo spostamento  $s$ , delle tensioni tangenziali  $\tau$  di aderenza agli stati limite di esercizio (SLE) e ultimo (SLU) che diventano circa uniformi in argille marnose (M).

La strumentazione è più precisa con i moderni sensori per rilevare le variazioni dello stato tensionale (fig. 6b). Tali misure, essendo la prova rapida, consentono di risalire dalle tensioni tangenziali di rottura, specie se sono *uniformi* tipo M di figura 7, alla coesione non drenata ciclica pseudostatica in estensione, come nei tratti a monte di pendii passibili di fenomeni franosi:

$$c_u \div \tau_f = \frac{N}{\pi DL} \quad (7)$$

Per il dimensionamento in esercizio poi della portanza laterale dei pali si elabora lo spostamento  $s$  a sfilamento. Un semplice programma di calcolo fornisce la distribuzione realistica (fig. 7) delle tensioni di aderenza anche in esercizio, oltre che con più precisione a rottura.

#### 4.2 Nuove prove a torsione e a taglio in sito

In base alle precedenti analisi a ritroso è importante anche la misura diretta del grado di cementazione specie per esaminare il grado di sicurezza, ad esempio di cavità esistenti.

La prima prova più semplice è come noto quella dello *slaking test* che con l'immersione in acqua dei campioni evidenzia se si è in presenza di rocce cosiddette "tenere".

Se la cementazione è in grado di mantenere il comportamento monolitico, come per le murature,

si ritarda molto l'innesco del degrado ciclico durante un sisma, specie in quanto tutti i delicati effetti del periodo di risonanza coinvolgono spostamenti (*drift*) da *rocking* rigido complessivo navale e non da *tilting* deformativo flessionale, ovvero per edifici tipo fig. 2a,b il periodo non dipende dal numero di piani.

Altre prove classiche sono quelle di taglio e trazione, tipo prova brasiliana o a flessione.

La figura 8 illustra poi delle attrezzature specifiche, ideate dallo scrivente, per la misura in sito della resistenza sia di pareti in trincee d'ispezione geologica, sia della malta in murature esistenti (Ventura, Sorrentino 2005), in modo da non trascurare la coesione.

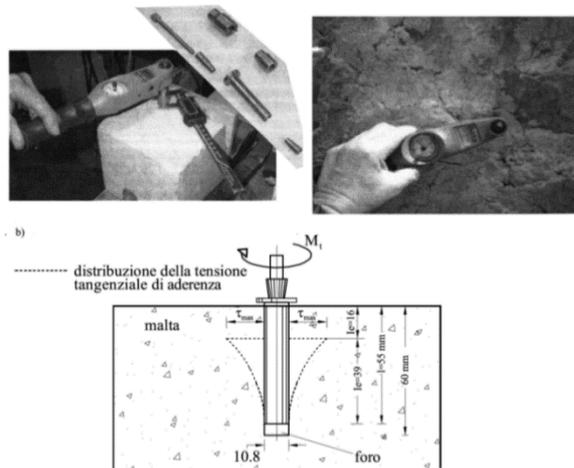


Figura 8. Misura della resistenza tangenziale in sito: a) perno a espansione calibrata di esercizio e a rottura per torsione misurata con chiave dinamometrica; b) stato tensionale perimetrale al perno.

La figura 8a mostra l'inserimento di un particolare perno ad espansione lungo  $l = 5,5$  cm in un foro calibrato e ben pulito che si fa aderire nella malta per dilatazione radiale che viene controllata con un calibro fino al 5% del diametro  $2r = 1$  cm. Successivamente la dilatazione è bloccata in modo da sottoporre il perno a torsione con la chiave dinamometrica molto sensibile e misurare il momento di rottura  $M_t$  (fig. 8b) dal quale si può desumere, da un numero di prove significativo, la tensione tangenziale media di aderenza.

L'analisi a ritroso (8) per  $M_t = 1,5$  kg·cm verifica la resistenza della muratura di figura 1, essendo:

$$f_{mtk} \div f_v \div \tau_f = \frac{M_t}{3,67(l-3r)r^2} \quad (8)$$

ovvero la coesione di calcolo (5) è minore della tensione tangenziale degradata  $\tau_f = 0,4$  kg/cm<sup>2</sup>, sperimentata minima essendo  $\sigma_{radiale} \sim 0$ .

La figura 9 mostra un altro apparecchio con due coltelli,  $B > 3D$  degli inerti del conglomerato o  $B \div 20$  mm per malte o rocce tenere non alterate superficialmente, che vanno inseriti in preintagli fatti con il frullino. Ciò in modo simile all'inserimento dei martinetti piatti, comandati invece ciclicamente fino a rottura, di tipo *push in*.

La distribuzione delle reazioni solo tangenziali  $\tau_{cf}$  fino a rottura s'instaura lungo superfici circolari simili sia in fase elastica, tipo Fadum (1948), che plastica di scorrimento, tipo Fellenius (1936), e pertanto con distribuzioni delle tensioni tangenziali ben più regolari di quelle "imbutiformi" delle prove *pull out* ( $\Delta\sigma_{radiale} \neq 0$ ), con conseguenti misure meno disperse. In base alla superficie nominale BL, la resistenza a compressione, a seconda della normativa si desume dalla tensione tangenziale a rottura:

$$\tau_{cf} \div N_f / 2 \pi B L \approx f_{ctk} = 0,30 \sqrt[3]{(0,83 R_{ctk})^2} \text{ (N/mm}^2\text{)} =$$

$$\approx \eta \tau_{camm} \approx 3 \left( 4 + \frac{R_{ck} - 150}{75} \right) \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad (9)$$

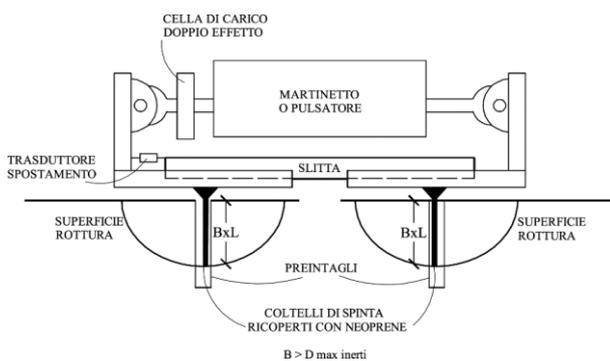


Figura 9. Prova tipo *push in* con coltelli inseriti in preintagli per rottura cilindrica a taglio tramite martinetto con cicli nei 2 versi, per avere la coppia media di resistenza.

Invertendo lo sforzo nel martinetto, la prova si ripete verso l'interno con lo stesso meccanismo di rottura, in modo da controllare il valore della resistenza, influenzata peraltro dalle dimensioni massime degli inerti presenti lungo la superficie di rottura e che condizionano la dimensione dei coltelli di spinta.

La prova, agendo con il martinetto nei 2 versi, impegna 2+2 provini semicilindrici fornendo valori medi, subito in coppia, e impiegabili per misurare in sito con precisione la resistenza di rocce tenere o del calcestruzzo, specie nei casi dubbi di ricorso alla demolizione.

Le prove migliorano la valutazione preventiva riguardante il rapporto costi/sicurezza negli interventi di consolidamento, contribuendo al successivo controllo (*audit*) dell'efficacia degli interventi in cantiere e tramite il metodo osservazionale con il monitoraggio.

## 5 PROVE IN VERA GRANDEZZA PRELIMINARI DI CANTIERE

Oltre alle predette prove sui tiranti, significativi sono gli scavi in trincea d'ispezione spinti fino alla profondità critica  $h_{crit}$  d'innesco delle prime plasticizzazioni verso la rottura.

Sempre utilizzando l'analisi a ritroso delle verifiche di stabilità delle trincee aventi larghezza  $b$  e profondità  $h_{crit}$ , la coesione non drenata si ricava da:

$$h_{crit} = \frac{c_u N_s}{(\gamma - c_u / b \sqrt{2})} \quad (10)$$

Il fattore di stabilità di fondi di scavi puntellati non drenati è, come noto,  $N_s = 5 \div 9$  in funzione del rapporto  $h/b$  (Bierrum, Eide).

Tale prova, con i primi scavi a campione, consente di evitare pericolosi crolli specie di paratie a sbalzo. L'analisi a ritroso della coesione non drenata evidenzia ad esempio la necessità dei puntelli provvisori o definitivi, specie per resistere alle azioni sismiche.

Altri utili tipi di prove preliminari sono quelle per prevenire la liquefazione tramite una bonifica con colonne di vibrointrusione drenante.

Si tratta di predisporre delle maglie a rombo di prova con vari interassi delle colonne e di controllare poi l'addensamento, ottenuto con la vibroflottazione, tramite infissione al centro delle maglie di un penetrometro statico dotato di punta piezometrica. Ciò consente di scegliere l'interasse delle colonne più efficiente nel drenare le sovrappressioni e mettere in sicurezza il sito dai pericoli della liquefazione, notoriamente tipici dei sedimenti sabbiosi poco addensati in falda acquifera. In presenza di terreni eterogenei particolarmente utile è la registrazione dell'energia di perforazione per realizzare pali di bonifica, in modo da incastrarli ad esempio in roccia quando si raggiunge 1m/h in avanzamento.

Molto importanti sono poi i rilievi geodetici di precisione, specie laser, di "non orizzontalità" e di "non verticalità" preliminari per controllare i cedimenti differenziali e le inclinazioni fuori piombo delle opere esistenti, rispetto ai particolari architettonici realizzati originariamente a livello e a piombo, usualmente in esercizio se:

$$\varepsilon_{dev} \div \delta_h/h < 1/500 \div 2 \text{ mm/m} \quad (11)$$

Analogamente, ad esempio, stralli precompressi perfettamente rettilinei anziché funicolari dei pesi propri, misurando l'assenza di frecce con precisione anche fotografica, possono

evidenziare il funzionamento solo a trazione, preludio di possibili rotture isostatiche specie dinamiche.

## 6 PREVENZIONE NEL RAPPORTO INDAGINI-PROGETTO

Le indagini geotecnico-strutturali descritte per il progetto di adeguamento sismico dell'esistente allo spettro di norma macrosismico Nazionale, s'inquadrano in quelle geologiche e di microzonazione Regionale, (Fiore, Ottaviani 2018) in modo da bilanciare  $a_{gh}/q$  terreno-struttura (§ 2.2), secondo criteri di rischio più equilibrati possibile.

Il linguaggio del Geologo che richiede giuste sistematiche maggiorazioni dello spettro di norma in base alla microzonazione, peraltro con i limiti di eccitazioni da tremori, deve raccordarsi con il linguaggio dell'Ingegnere che cerca di rendere le interazioni terreni-strutture organicamente resilienti, tanto da consentire spettri di progetto minori, peraltro con i limiti probabilistici. Tali criteri vanno decisamente sistematicizzati nelle zone da ricostruire dopo un terremoto e per prevenire danni nelle zone ad alto rischio e importanza, prioritarie per programmare la spesa pubblica. Il bisogno di sicurezza può portare agli eccessi d'indagini e interventi o alla sfiducia cadendo nel fatalismo, oppure alla rassegnazione per carenze economiche, nonostante il ritorno dei terremoti dannosi in Italia ogni quinquennio.

In zona sismica per l'esistente ad esempio è molto complesso e costoso usare doppie fondazioni intramezzate con gli isolatori sismici: il tempio di Paestum fu fondato su strati di sabbia, come di recente alcune centrali nucleari.

Del resto anche per il nuovo è conveniente ad esempio non incastrare le teste dei pali ma lasciarle dentro uno strato di misto compatto su cui realizzare una fondazione superficiale in c.a. (Ventura 2019). Si utilizzano in tal modo sistemi equivalenti ad isolatori sismici, come collaudato in tanti terremoti, ricorrendo anche sia per il nuovo e sia per l'esistente ai vari tipi di vincoli dissipativi solo in elevazione (Martelli 2007). Si cerca di avere un rapporto M, K, D massa-rigidezza-smorzamento terreno-struttura che sopporti o sfugga alla risonanza dell'eccitazione sismica. Con edifici di pochi piani non gravemente danneggiati, di cui è importante attivare rapidamente l'uso e conservarne le radici del lavoro-culturali-affettive, si può inoltre ricorrere subito al consolidamento definitivo. Ciò è fattibile ad esempio tramite placcaggio ottenibile con griglie serrate da barre trasversali che offrono

nuovi ammorsamenti e una resistenza triassiale ciclica certa (Aquilino, Colombini, Ventura 2006; Ventura 2019) specie partendo da resistenze incognite o soggette a indagini molto aleatorie, tanto da arrivare ad assumerle nulle, essendo ripristinabili tramite il placcaggio autopuntellante.

## 7 MONITORAGGIO, METODO OSSERVAZIONALE: COLLAUDO, SICUREZZA "A POSTERIORI"

Particolarmente istruttivo è poi il monitoraggio dello spostamento massimo orizzontale di un muro in c.a. effettuato, durante il rinterro, traguardando delle dime sfalsate ubicate alla sommità.

I dati di spinta di un terrapieno privo di coesione e asciutto si possono desumere a ritroso dallo spostamento orizzontale in esercizio (SLE)  $\delta_h$  misurato alla sommità h della parete incastrata di spessore d e modulo  $E_c$  fondata su un semispazio elastico  $E_t \gg 0$ , da cui:

$$\gamma K_a \approx \delta_h \left[ \frac{30 E_c J_c}{b h^5} \right] \approx \delta_h \left[ \frac{5 E_c d^3}{2 h^5} \right] \quad (12)$$

Si è dato per scontato che la verifica a flessione e taglio in esercizio della struttura (STR) fosse soddisfatta e meno condizionante di quella a scorrimento sul terreno di posa.

Per un muro in c.a. rinterrato alto 7,2 m, con  $d = 0,65$  m senza 5 cm di copriferro,  $b = 1,0$  m unitario e momento d'inerzia  $J = 0,023$  m<sup>4</sup>, per cui in base a  $E_c$  misurato su provini cilindrici e per  $\delta_h = 6$  mm di freccia elastica, risulta:

$$\gamma K_a = 0,4 \text{ t/m}^3$$

Ancor più cogente è il *monitoraggio continuo* degli interventi di consolidamento di strutture complesse, specie in muratura, tramite deformometri, termometri, estensimetri e celle di carico registrati per un congruo periodo di collaudo.

La figura 10 mostra il caso del consolidamento degli arconi di sostegno di una cupola basilicale, lesionati a causa del fuori piombo dei piloni principali. L'intervento è stato basato sul ricentraggio dei pesi tramite un traliccio, a pianta quadrata, poggiato sui piloni in modo da togliergli le eccentricità sommitali.

I 4 arconi sono stati sospesi al traliccio tramite pendini in alluminio, leggermente pretesi e ancorati nelle murature risarcite. Si è controllata poi la chiusura duratura delle lesioni, depurate dalle deformazioni indotte dalle oscillazioni termiche stagionali (figure 10).

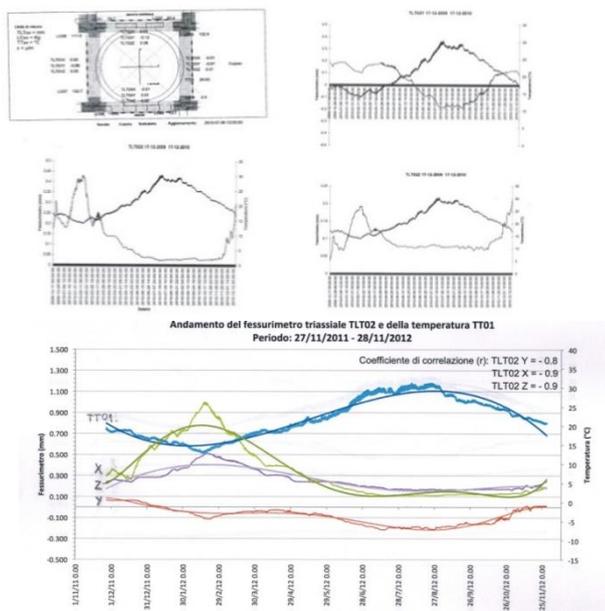


Figura 10. Monitoraggio con trasduttori triassiali TLT02-XYZ nella chiave dell'arcone, lato navata centrale, crollata in parte davanti all'altare: confronto con le oscillazioni termiche annuali TT01 prima del consolidamento con deriva verticale 0,2 mm su 0,4 mm della lesione centinata e azzerata dopo il consolidamento con il ricentraggio dei carichi della cupola, togliendole l'eccentricità sui piloni.

Si noti che mentre i predetti rilievi geodetici di precisione di “non orizzontalità” e di “non verticalità” consentono di valutare le distorsioni pregresse, sia imputabili a cedimenti del terreno che a terremoti, il solo monitoraggio di tali spostamenti non consente una diagnostica rapida, mentre se mirato al collaudo diventa prezioso per controllare gli interventi di consolidamento.

## 8 CONCLUSIONI

La *coesione non drenata ciclica*, unico baluardo nei terreni saturi che resiste al terremoto, è da considerarsi tutt'altro che prudentemente nulla, come si assume nelle verifiche invece per la *coesione drenata ciclica*.

Il ruolo della coesione è poi altrettanto importante se è imputabile alla *cementazione* sia naturale nei terreni, sia nelle murature legate con malta specie di calce e pozzolana o grassello e pietre calcaree, maturata nel tempo.

Si evidenzia che i piccoli valori della coesione non vanno trascurati nelle verifiche in zona sismica, solo in quanto appaiono ben minori ad esempio della resistenza del c.a.: la buona ripartizione di tale resistenza coesiva su superfici sufficientemente estese ammorsate in muratura di buona consistenza è preziosa per garantire la sicurezza dai terremoti. La delicata differenza fra le verifiche di sicurezza, specie dello stato limite di vita (SLV), per il miglioramento o

l'adeguamento, trova nel conservare la coesione un contributo a contenere il rischio. Si può arrivare a  $\zeta_E = 0,6$ , in accordo con le verifiche in campo lineare in cui è consentito ridurre lo spettro di progetto del fattore di struttura  $q = 1,5$ . Si analizzano con esempi i contributi della coesione alla sicurezza passando in rassegna vari tipi di analisi dell'esistente sia “a priori”, basate su rilievi, azioni e resistenze ad esempio di progetto, sia “a posteriori”, suffragati da vari tipi di prove. Oltre alle prove di laboratorio si descrivono prove in sito anche innovative, fino ad arrivare alle prove in vera grandezza preliminari di cantiere ed al monitoraggio per il controllo (*audit*) degli interventi con il metodo osservazionale. Si cerca, come noto, di coprire la distanza fra le oggettive modellazioni “perfette” e le soggettive applicazioni “imperfette” con i criteri di sicurezza semiprobabilistici. I modelli costitutivi terreno-struttura porosi e solidi rigidi-elastici-plastici “perfetti” vanno supportati dai parametri sperimentali e dagli apporti interdisciplinari fra Geologi-Ingegneri-Architetti fino ai programmi di manutenzione. Se si trascura la reale coesione struttura-terreno sopra descritta, la scelta dei dati di input delle resistenze minime e delle azioni massime che condizionano le verifiche di sicurezza finisce per prevedere probabilisticamente subito il “cigno nero” (Ventura 2017) con costi enormi. Presidiare la debole coesione è fondamentale per lo stato limite di vita delle murature e si può paragonare all'infinitesima ma essenziale presenza del cobalto nella vitamina B12 nel corpo umano.

La coesione presidiata si tende a trascurarla nei programmi digitali, che tramite gli interruttori binari finiscono per semplificare drasticamente in “si” e “no” la complessità della realtà, invece ben inquadrata dall'*analisi grafica delle masse*.

Si evidenzia infine che l'uso dei programmi di calcolo, come prescrive il § 10.2 delle NTC2018, va suffragato da un *giudizio motivato di accettabilità dei risultati*, basandosi su prove, modelli e calcoli semplificati degli ordini di grandezza in gioco, come delineato nel presente articolo, specie per “rammendare” le periferie.

## BIBLIOGRAFIA

- Aquilino A., Colombini R., Ventura P., 2006, Prove sull'efficacia del placcaggio giuntato per il consolidamento delle murature Studio sperimentale, Laboratorio del Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Roma Architettura 1; *Rivista Italiana di Sismica*, pp. 17-34, n° 2 mag.-ago. 2006, Patron Editore, Bologna.
- Augenti N., Parisi F., 2019, *Teoria e Tecnica delle strutture in muratura*, Hoepli, Milano

- Fiore A., Ottaviani V., 2018, Rischio sismico in Italia: analisi e prospettive per una prevenzione efficace in un Paese fragile, *Geologia dell'Ambiente*. Supplemento al n.1/2018
- Martelli A., Forni M., 2007, Isolamento sismico e dissipazione di energia: applicazioni in Italia e all'estero e prospettive, *Atti XII Convegno ANIDIS*, Bologna p. 359; (Anti-Seismic Systems International Society; Gruppo di Lavoro Isolamento Sismico).
- Newmark N. M., Rosenblueth E., 1971, *Fundamentals of Earthquake Engineering*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs.
- Nova R., 2002, *Fondamenti di meccanica delle terre*, McGraw-Hill, Milano.
- NTC2018, *Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni*, Supplemento n. 30 alla G.U. 20 febbraio 2018 n. 29 e Circolare del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, supplemento ordinario n 5 G.U. n 35 del 11/02/2019.
- Paulay T., Priestley M.J.N., 1992, *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, J. Wiley & Son, New York.
- Pizzetti G, Zoragno A.M., 1980, *Principi statici e forme strutturali*, UTET, Torino.
- Schofield A. N., Wroth T.P., 1968, *Critical State Soil Mechanics*, McGraw, con il contributo di Roscoe et al. del Gruppo di Cambridge.
- Scott R. F., 1981, *Foundation Analysis*, California Institute of Technology, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs.
- Terzaghi K., 1943, *Theoretical Soil Mechanics*, J. Wiley & Son, New York.
- Ventura P., Sorrentino L., 2005, New in situ torsional test to assess masonry mortar shear strength, (Laboratorio del DISG Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Roma Architettura 1). *IX Jornadas. Congreso Chileno de Sismologia e Ingenieria Antisismica*, Universidad de Concepcion N° A14-06 8-13 Nov.
- Ventura P., 2013, Contributi e limiti dell'analisi dei rischi nei criteri di sicurezza, *Geologia dell'Ambiente*, n° 1/2013,
- Ventura P., 2017, Ruolo dei criteri di sicurezza, *Lacquaonline*.
- Ventura P., 2018, Misure in sito e calcolo manuale per valutare la vulnerabilità sismica, *Rivista Ordine Ingegneri di Roma*, pp.50-62
- Ventura P., 2019, *Fondazioni: vol. I Modellazioni statiche e sismiche strutture-terreni, vol. II Applicazioni statiche e sismiche strutture-terreni*, 2ª edizione; 1ª edizione 2011, Hoepli, Milano.