

Analisi geotecnica e strutturale del Ninfeo di Genazzano

Angelo Amorosi,* Daniela Boldini,** Gianmarco de Felice,***
Wanda G. Lasciarrea,*** Marialaura Malena***

Sommario

La conservazione del nostro patrimonio architettonico, così vasto e ricco per valore storico-artistico, richiede un approccio multidisciplinare in grado di comprendere i fenomeni in atto e di intervenire sui possibili fattori di degrado e di rischio naturale ed antropico. In questo articolo viene descritto uno studio integrato, di ingegneria geotecnica e strutturale, per l'analisi delle condizioni di stabilità del Ninfeo di Genazzano, una struttura rinascimentale, attribuita al Bramante, edificata nei pressi di Roma ed ora allo stato di rudere. L'interpretazione dei fenomeni di dissesto, già avanzata da studi architettonici del secolo scorso, è stata condotta attraverso una modellazione agli Elementi Finiti, adottando ipotesi costitutive avanzate in grado di riprodurre gli aspetti salienti del comportamento meccanico del terreno e delle strutture murarie e la loro mutua interazione. Il confronto tra i risultati della simulazione e lo stato attuale dei luoghi dimostrano le capacità predittive dei modelli sviluppati e le potenzialità di impiego nell'attività di valutazione e conservazione del patrimonio architettonico.

Parole Chiave: patrimonio culturale, muratura, interazione terreno-struttura, arco, modellazione, analisi numerica.

1. Introduzione

Il nostro patrimonio architettonico, così vasto per estensione nel territorio e così ricco per il suo valore storico-artistico, è costantemente soggetto a rischi naturali (terremoti, frane, erosioni, alluvioni ecc...), rischi antropici, (scavi, inquinamento, uso improprio, ecc...) oltre che al naturale degrado fisico-chimico dei materiali. Vi è quindi la necessità di mettere in campo strumenti per la valutazione delle condizioni di conservazione e di sicurezza dei monumenti e, ove necessario, intervenire con le opere di manutenzione e di consolidamento necessarie.

In quest'ambito, più che mai, è necessario un approccio in cui le attività di rilevamento, monitoraggio, analisi geotecnica e strutturale, siano parte di un processo integrato di analisi e verifica del monumento. Nonostante la grande attualità di queste tematiche nell'ambito dell'ingegneria geotecnica e strutturale e la risonanza di interventi di salvaguardia di monumenti come la torre di Pisa [BURLAND e VIGGIANI 1994], la torre Ghirlandina a Modena [LANCELLOTTA, 2013] e la cattedrale di Pienza [CALABRESI, 2013], un approccio unitario di modellazione integrata della struttura e dei terreni di fondazione è quanto mai raro. Tipicamente lo strutturista valuta la risposta del manufatto per cedimenti imposti e il geotecnico la

risposta dei terreni per effetto dei carichi della struttura, perdendo, in questo modo, buona parte della reciproca interazione. Una corretta modellazione dell'interazione terreno-struttura è la chiave per interpretare la risposta strutturale dei monumenti e guidare l'intervento nel rispetto della concezione, delle tecniche costruttive e delle trasformazioni subite dall'opera [CROCE, 1985].

Lo sviluppo e l'implementazione di strumenti di calcolo integrati per l'analisi geotecnica e strutturale e la loro applicazione alla valutazione della sicurezza del patrimonio storico architettonico sono una delle principali tematiche di ricerca degli autori. In quest'ambito, si vedano, ad esempio, i contributi relativi agli effetti dell'attraversamento della metropolitana di Roma in corrispondenza delle Mura Aureliane all'altezza dell'acquedotto Felice [AMOROSI *et al.*, 2012; SEBASTIANELLI *et al.*, 2012; SEBASTIANELLI *et al.*, 2013; AMOROSI *et al.*, 2014a] o dello scavo di un pozzo in prossimità di Porta Asinaria sempre relativamente ai medesimi lavori della Metro C [AMOROSI *et al.*, 2014b].

In questo lavoro si analizzano le condizioni di stabilità del Ninfeo di Genazzano, una struttura rinascimentale, attribuita al Bramante, fatta realizzare circa 500 anni fa dalla famiglia Colonna a 60 km a sud-est della città di Roma (Fig. 1). Il monumento si presenta allo stato di rudere, nonostante i tre interventi di restauro che si sono susseguiti nel secolo scorso, per effetto di una forte rotazione dei piedritti sul lato di valle, del crollo delle volte e di alcuni degli archi di copertura, oltre che per il processo di degrado della struttura muraria dovuto dalle infiltrazioni

* Politecnico di Bari, Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale, del Territorio, Edile e di Chimica

** Università di Bologna, Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e dei Materiali

*** Università Roma Tre, Dipartimento di Ingegneria



Fig. 1 – Il Ninfeo di Genazzano in una foto recente.

Fig. 1 – The Nymphaeum of Genazzano in a recent picture.

di acqua. Precedenti studi [FROMMEL, 1969; BARUCCO, 2000], sulla base di una ricostruzione dello stato dei luoghi, avevano individuato la causa principale dei dissesti nei fenomeni di erosione del terreno dovuti alla presenza di un corso d'acqua che lambiva la struttura, con la conseguente instabilizzazione delle fondazioni superficiali di almeno due delle colonne costituenti la facciata dell'opera.

L'obiettivo del lavoro qui presentato è quello di valutare, attraverso una modellazione agli Elementi Finiti, le ipotesi interpretative ad oggi avanzate sulle cause dei dissesti patiti dal monumento. Per quanto riguarda il terreno, i risultati di una recente campagna di indagini hanno rilevato la presenza prevalente di terreni a grana fine, modellati mediante legami costitutivi non-lineari elasto-plastici inelastici. Per quanto attiene alla struttura, costituita di muratura in conci sbozzati di tufo, si è adottato un modello continuo in grado di tener conto delle proprietà direzionali del mezzo in termini di anisotropia ed orientamento dei piani preferenziali di rottura. Le analisi sono state eseguite con riferimento all'elemento resistente trasversale del ninfeo, costituito da due archi, sostenuti da due piedritti e dal muro di tergo.

2. Il Ninfeo di Genazzano

Il Ninfeo di Genazzano è una delle più importanti architetture italiane del 1500 in villa attribuita al Bramante [FROMMEL, 1969]. L'edificio, largo circa

46 m, si affaccia verso valle con un loggiato a tre campate che termina, sui lati corti, in due esedre, e sul retro è addossato ad un terrapieno (Figg. 2 e 3). Ai fianchi del loggiato si aprono due ambienti quadrati, leggermente avanzati rispetto al portico. Su un basamento alto circa 1.10 m sorge il ninfeo vero e proprio, separato dal loggiato mediante tre serliane e chiuso, verso nord, da un ambiente ottagonale contenente al suo interno una vasca circolare interrata. Tale ambiente a pianta ottagonale presenta quattro esedre diagonali e nove canne in terracotta situate sul muro di cinta, poste a circa 1.50 m da terra, dalle quali probabilmente doveva sboccare l'acqua.

Le colonne delle serliane sostengono arcate traforate da cinque oculi e poggiano su un podio che ne riduce fortemente l'altezza; la trabeazione, pur allineata con quella dei pilastri interni adiacenti, si estende più in basso di essa con il suo architrave. Questi artifici fanno in modo che da lontano le serliane appaiano su di un piano notevolmente distanziato in profondità in modo da creare un impianto illusionistico che accentua l'asse visivo centrale e determina un approfondimento prospettico tipico delle opere del Bramante (Fig. 4).

Il corpo centrale del Ninfeo, costituito dal loggiato e dall'ambiente absidato retrostante, è progettato secondo regole geometriche rigorose: la misura dell'intercolumnio delle campate della loggia determina un modulo che si riproduce proporzionalmente in tutta la struttura, la cui unità di base è rappresentata dalle piccole nicchie, progettate per ospitare

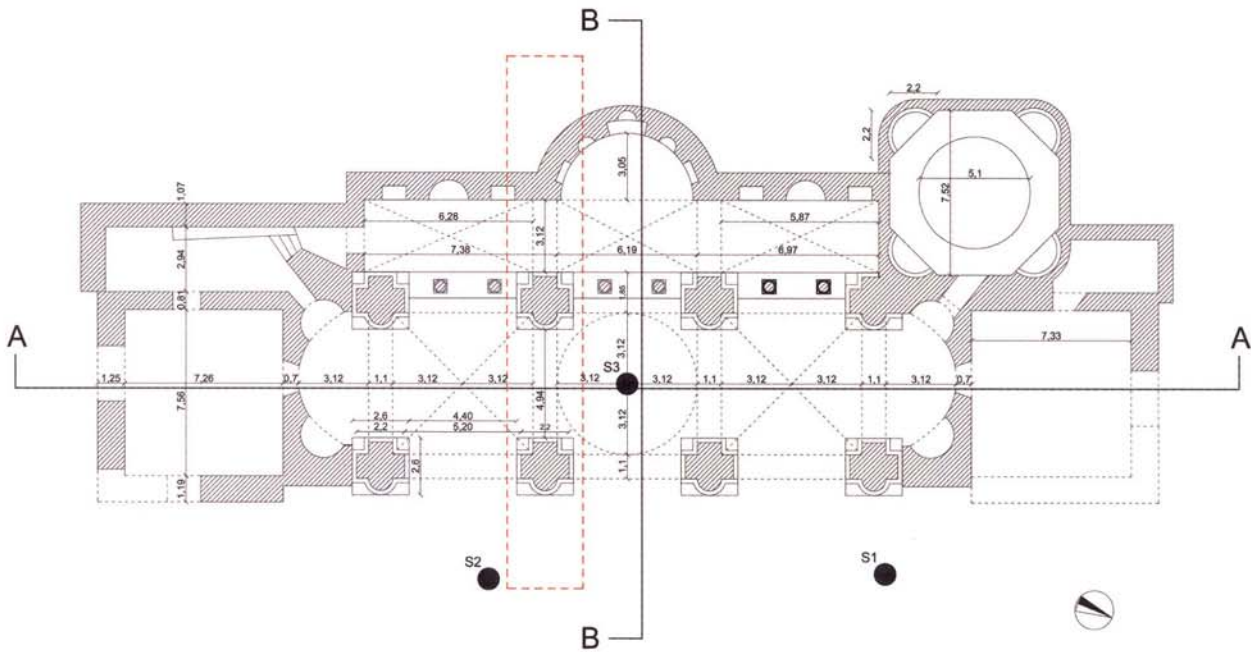


Fig. 2 – Pianta e dimensioni con indicazione dei sondaggi eseguiti e della porzione di struttura oggetto delle analisi numeriche (modificata da DÖRING, 2001).

Fig. 2 – Plan view and dimensions. The boreholes position and the portion of the structure considered in the numerical analyses are also shown.

le statue, che si aprono nelle esedre d'angolo. D'altra parte, sono presenti dissimmetrie sia in planimetria che in elevazione: nella zona rialzata, che costituisce il Ninfeo vero e proprio, la campata nord è più stretta di quella sud perché il muro che separa il Ninfeo dall'adiacente stanza ottagonale assorbe il pilastro addossato all'esedra nord. Inoltre, la profondità delle nicchie che si aprono nel muro a ovest è decisamente minore rispetto a quella delle altre due campate.

L'edificio si articola in quattro ordini tuscanici di diversa dimensione. Le semicolonne, che inquadrano le arcate centrali del portico, fanno parte di un ordine gigante di cui sono ancora visibili sia le basi che gran parte dei fusti. Le esedre, poste sui lati corti del loggiato, sono tripartite da quattro paraste che reggono una trabeazione che percorre, dall'inter-

no, l'intero loggiato fungendo anche come imposta d'arco sui pilastri interni. Inoltre dall'esedra sud-est, quasi completamente conservata, si osserva come le tre esedre più piccole siano anch'esse tripartite da quattro piccole paraste che sostengono una trabeazione ridotta a fregio e cornice.

Allo stato attuale, il Ninfeo si presenta nella condizione di rudere, stato in cui versava già dai primi anni dell'800. Le volte ed alcune arcate risultano crollate, alcuni piedritti presentano un importante fuoripiombo, le murature appaiono lesionate in più punti. Questo nonostante le tre campagne di restauro a cui è stato sottoposto nel corso del '900: la prima nel 1916, l'anno successivo al terremoto di Avezzano, evento che doveva aver contribuito ad aggravare le già precarie condizioni di stabilità del Ninfeo, le due successive condotte nel 1970 e nel 1975.



Fig. 3 – Sezioni longitudinale A-A e trasversale B-B di Fig. 2 (modificata da FROMMEL, 1969).

Fig. 3 – Longitudinal A-A and transversal B-B sections of Fig. 2.



Fig. 4 – Dettaglio della serliana.

Fig. 4 – Detail of the serliana.

La storiografia è concorde nell'attribuire le principali cause dei dissesti patiti ai lunghi periodi di assenza di manutenzione e all'azione di erosione del terreno adiacente alle fondazioni dei piedritti anti-stanti. I maggiori danni si riscontrano in corrispondenza della semiesedra lato nord e del muro lato sud, proprio dove il ruscello che lambiva il fronte dell'edificio formava due anse adiacenti alle fondazioni del costruito (Fig. 5). La progressiva rotazione verso valle dei piedritti, che presentano spostamenti orizzontali in testa di 8 cm in media, è presumibilmente all'origine della crisi del sistema di archi longitudinali e trasversali e del conseguente collasso delle volte. Ad aggravare le condizioni di stabilità del monumento deve aver contribuito anche la spinta del terrapieno retrostante.

Nel primo restauro è stato regolamentato il regime delle acque, attraverso la realizzazione di un canale di svuotamento della vasca e la modifica del tracciato del torrente Rio per allontanarlo dal fronte del monumento (Fig. 5). Si è proceduto inoltre alla realizzazione di un basamento addossato al Ninfeo e alla realizzazione di uno sperone di consolidamento della semiesedra lato nord, già a quell'epoca grave-

mente strapiombata (Fig. 6). Nel corso dei due successivi restauri si è proceduto al consolidamento delle arcate e dei piedritti del monumento.

3. Caratterizzazione geotecnica e modello di sottosuolo

La caratterizzazione geotecnica è stata effettuata sulla base di un numero relativamente limitato di indagini in situ ed in laboratorio eseguite in occasione di una recente campagna di indagini condotta nel 2006. In particolare, sono stati eseguiti tre sondaggi a carotaggio continuo spinti alla profondità di 15 m dal piano campagna sia all'interno (sondaggio S3) sia all'esterno (sondaggi S1 ed S2) dell'area in esame (Fig. 2). Dall'analisi della successione stratigrafica è emerso come il sottosuolo sia costituito da un primo tratto di terreno di riporto di potenza variabile, limitato a circa 0.5 m nel sondaggio S3 e di spessore pari a 4 m nel sondaggio S1. In quest'ultimo caso il maggiore spessore del riporto può essere messo in relazione al fatto che il sondaggio ha attraversato quello che, con tutta probabilità, era l'alveo originale del torrente Rio, poi interrato nel corso del primo intervento di restauro (1916-1918). A seguire si identifica uno strato costituito da alternanze di limi da sabbiosi a debolmente sabbiosi di consistenza elevata e caratterizzati dalla presenza, in taluni casi, di sistemi di fessure centimetriche. A partire da profondità dal piano campagna di circa 5-6 m si rinviene uno strato di limi argillosi di elevata consistenza, a tratti caratterizzati da una struttura scistosa.

Da una prima lettura dei due piezometri a tubo aperto installati nei sondaggi S2 ed S3 è stata riscontrata la presenza della falda a circa 1.0 m al di sotto del p.c. (circa 300 m s.l.m.), congruamente con le osservazioni del livello d'acqua nella vasca situata nella stanza ottagonale a nord-ovest del Ninfeo.

Nel corso delle indagini sono state realizzate alcune prove penetrometriche dinamiche. Con riferimento allo strato di terreno di riporto, utilizzando le relazioni di SKEMPTON [1986], sono stati ottenuti dei valori dell'angolo di attrito φ' di 40° .

Le prove di laboratorio sono state condotte su 3 campioni indisturbati prelevati nei sondaggi S1 ed S2 tra 8.0 e 12.7 m dal p.c., caratterizzati da una componente limo-argillosa mediamente pari all'89%. L'indice di plasticità $I_p = 15\%$ rivela la natura prevalentemente limosa e poco plastica del materiale. I valori medi del peso dell'unità di volume e del contenuto in acqua sono risultati pari a $\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$ e $w_0 = 22.5\%$, mentre per l'indice dei vuoti e_0 è stato ottenuto un valore di 0.57. Infine, per l'indice di consistenza I_C è stato calcolato un valore pari a 1, confermando la natura consistente del materiale in esame.

L'unica prova edometrica eseguita nel corso della campagna di indagine è stata caratterizzata dall'a-

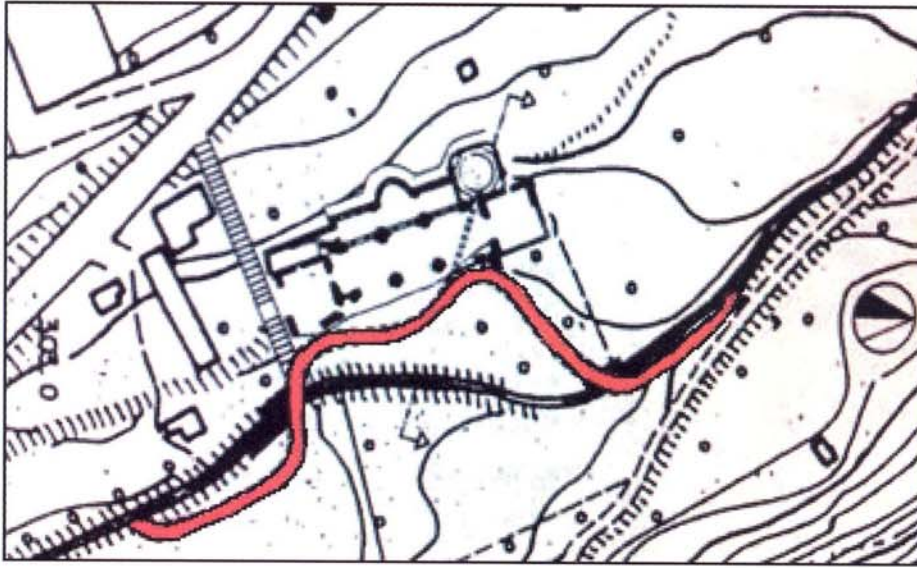


Fig. 5 – Planimetria dell'area ed evoluzione del corso d'acqua nel tempo (modificata da BARUCCO, 2000).

Fig. 5 – Planimetry and evolution in time of the river.

ver esplorato il solo ramo di ricarica e scarico del materiale, non avendo superato la tensione verticale efficace di preconsolidazione del terreno. L'indice di rigonfiamento C_S così determinato ha valore pari a 0.03, mentre è ragionevole presumere per il materiale un grado di sovraconsolidazione OCR maggiore di 8.

Le caratteristiche di resistenza in tensioni efficaci sono state determinate in base a prove di taglio diretto. Dall'analisi dei punti a rottura sono stati ottenuti i seguenti parametri: coesione $c' = 76$ kPa ed angolo di resistenza al taglio $\varphi' = 23^\circ$.

La coesione non drenata c_u è stata determinata attraverso l'esecuzione di due prove triassiali non consolidate non drenate su provini realizzati a partire da un campione prelevato tra 12.4 e 12.7 m dal p.c.; essa è risultata mediamente pari a 238 kPa.

Nella modellazione numerica il terrapieno a tergo della struttura è stato descritto attraverso un modello elastico lineare-perfettamente plastico alla Mohr-Coulomb, caratterizzato dai seguenti parametri: $\gamma = 19$ kN/m³, $E' = 30$ MPa, $\nu = 0.20$, $c' = 10$ kPa, $\varphi' = 30^\circ$ e $\psi = 30^\circ$. Lo strato di terreno di riporto, invece, è stato trascurato dato il suo modesto spessore nell'area del Ninfeo.

La risposta meccanica dei terreni di fondazione a grana fine è stata descritta mediante il modello costitutivo avanzato *Hardening Soil model with small strain stiffness* (HS_{small} , [BENZ, 2007]), in grado di tenere conto di importanti aspetti del comportamento del materiale, quali l'elevata rigidità alle piccole deformazioni, la riduzione della rigidità del materiale con l'aumento del livello di deformazione e lo sviluppo di deformazioni plastiche già dalle prime fasi di carico.

La risposta in campo reversibile del terreno è descritta attraverso un legame elastico isotropo di tipo non lineare. Il modulo di rigidità al taglio alle piccole deformazioni è funzione dello stato tensionale attraverso la seguente espressione:

$$G_0 = G_0^{ref} \left(\frac{c' \cdot \cos \varphi' + \sigma'_3 \cdot \sin \varphi'}{c' \cdot \cos \varphi' + p^{ref} \cdot \sin \varphi'} \right)^m \quad (1)$$

dove G_0^{ref} è il modulo di taglio alle piccole deformazioni alla pressione di riferimento $p^{ref} = 100$ kPa, σ'_3 è la tensione efficace principale minima ed m è una costante.

L'evoluzione del modulo di taglio all'aumentare della deformazione di taglio è incluso nella formulazione costitutiva attraverso l'espressione della curva di decadimento della rigidità proposta da HARDIN e DRNEVICH [1972] e modificata da SANTOS e CORREIA [2001]:

$$\frac{G_s}{G_0} = \frac{1}{1 + a \left| \frac{\gamma}{\gamma_{0.7}} \right|} \quad (2)$$

dove G_s è il modulo di taglio secante, a è una costante posta pari a 0.385 e $\gamma_{0.7}$ la deformazione di taglio in corrispondenza della quale il modulo di taglio si riduce a circa il 70% del valore iniziale.

La derivata dell'equazione (2) rispetto alla deformazione di taglio fornisce il valore della modulo di taglio tangente, G_t , che presenta un limite inferiore corrispondente al modulo di taglio G_{wr} :

$$G_t > G_{wr} = \frac{E'_{wr}}{2(1 + \nu_{wr})} \quad (3)$$

Quest'ultimo è selezionato dall'utente con riferimento ad un livello di deformazione di taglio medio, superato il quale la risposta reversibile è caratterizza-

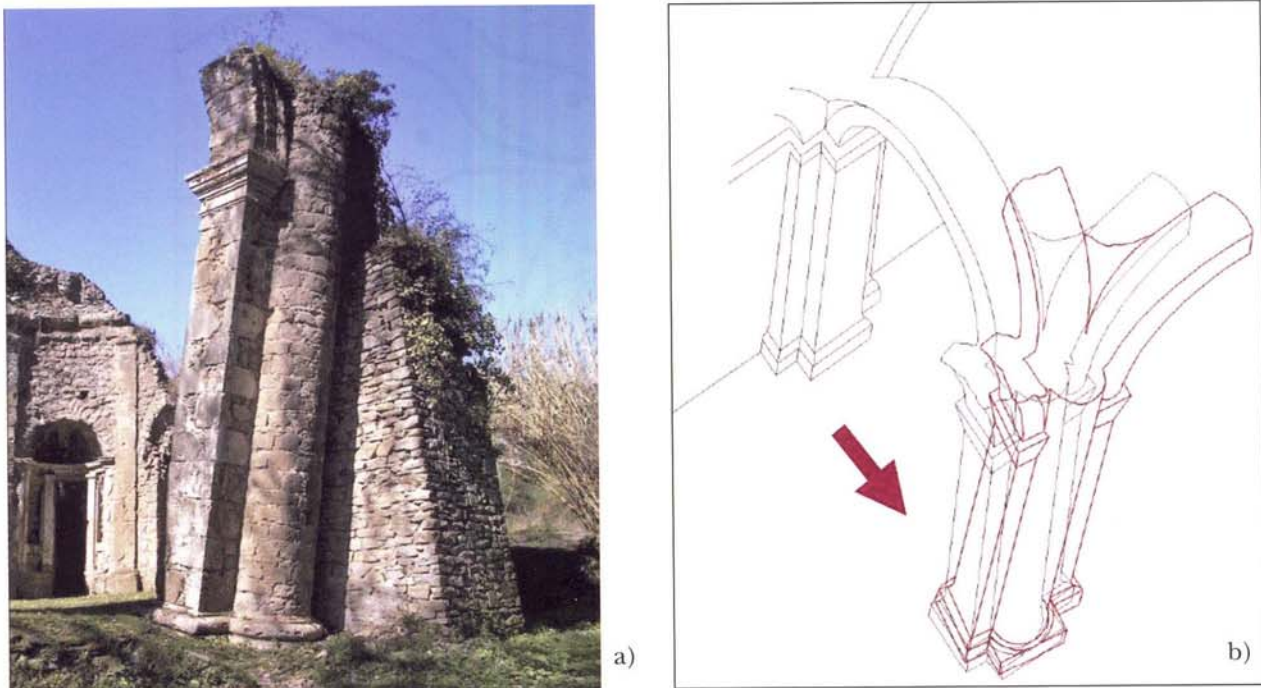


Fig. 6 – Contrafforte a sostegno della semiesedra nord a) ed ipotesi di cinematisimo b) (modificata da TROVALUSCI, 2014).
 Fig. 6 – Buttress supporting the Northern semiesedra a) and hypothesis of collapse mechanism b) [modified from TROVALUSCI, 2014].

ta da rigidità tangente costante con la deformazione. Il corrispondente modulo di Young è anch'esso dipendente dallo stato tensionale attraverso una funzione analoga alla (1):

$$E'_{ur} = E'_{ur}{}^{ref} \left(\frac{c' \cdot \cos \varphi' + \sigma'_3 \cdot \sin \varphi'}{c' \cdot \cos \varphi' + p^{ref} \cdot \sin \varphi'} \right)^m \quad (4)$$

Espressioni analoghe sono utilizzate nel modello per definire la rigidità secante al 50% del carico di rottura in prove triassiali drenate, E'_{50} , e la rigidità tangente di primo carico in prove edometriche, E'_{oed} .

La risposta irreversibile del modello *HSsmall* è controllata da due superfici di snervamento che evolvono attraverso delle leggi di incrudimento isotropo: la superficie di snervamento deviatorica f_s , funzione delle deformazioni deviatoriche plastiche, e la superficie di snervamento volumetrica f_v , introdotta per limitare il dominio elastico per percorsi tensionali di compressione e funzione delle deformazioni volumetriche plastiche. Il dominio elastico è inoltre ulteriormente ridotto per stati tensionali di estensione da una superficie di *tensile cut-off*. La legge di flusso della superficie di snervamento f_v è di tipo associato, mentre per la superficie deviatorica f_s la legge di flusso, non associata, si basa su una formulazione che trae ispirazione dalla ben nota teoria della dilatanza.

I parametri fisici e meccanici dei due litotipi, il limo sabbioso ed il limo argilloso, sono riassunti in tabella I.

Il peso dell'unità di volume del terreno (γ) ed i parametri di resistenza (c' e φ') del limo argilloso sono stati assunti pari a quelli ottenuti dalla caratterizzazione geotecnica. In mancanza di determinazioni dirette, per lo strato di limo sabbioso si è assunto lo stesso valore del peso dell'unità di volume, mentre la coesione è stata considerata pari a $c' = 10$ kPa in virtù della natura meno coesiva del materiale e per tenere conto implicitamente degli effetti dei fenomeni di rigonfiamento che verosimilmente hanno interessato questo strato più superficiale in ragione delle fasi di scavo per la realizzazione dell'opera, nonché di quelle di erosione indotte dall'adiacente corso d'acqua. L'angolo di attrito è stato invece posto pari a $\varphi' = 26^\circ$. Per entrambi i terreni si è assunto un valore nullo della dilatanza ψ .

L'andamento del modulo di taglio a piccole deformazioni G_0 è stato stimato dal numero di colpi N_{SPT} determinato dalle prove SPT condotte nei terreni di fondazione adottando la seguente espressione di OHTA e GOTO [1978] per la velocità delle onde di taglio:

$$V_s = C(N_{SPT})^{0.171} z^{0.199} f_A f_B \text{ (m/s)} \quad (5)$$

dove C è una costante pari a 68.8, z è la profondità dal piano campagna, f_A è una costante dipendente dal tipo di terreno (qui assunta pari a 1.15 per il terreno di riporto e a 1 per i litotipi limosi) ed f_B è una costante funzione del periodo geologico di deposizione (qui assunta pari a 1 per il terreno di riporto e a 1.3 per i litotipi limosi).

Tab. I – parametri del modello *HSsmall* del terreno di fondazione a grana fine.Tab. I – Parameters of the *HSsmall* model for the fine-grained soil strata.

Parametro	Descrizione	Valori	
		Limo sabbioso	Limo argilloso
γ (kN/m ³)	peso dell'unità di volume	19.0	19.9
Parametri di resistenza:			
c' (kPa)	coesione	10	76
φ' (°)	angolo di attrito	26	23
ψ (°)	angolo di dilatanza	0	0
Parametri di rigidezza:			
m (-)	potenza della legge di dipendenza della rigidezza dallo stato tensionale	1	0
E'_{50} (kPa)	rigidezza secante in una prova triassiale drenata alla pressione di riferimento	20800	40960
E'_{oed} (kPa)	rigidezza tangente per una condizione di primo carico edometrico alla pressione di riferimento	20800	40960
E'_{ur} (kPa)	rigidezza di scarico-ricarico alla pressione di riferimento	62400	122880
ν_{ur} (-)	modulo di Poisson	0.20	0.20
G_0^{ref} (kPa)	modulo di taglio alle piccole deformazioni alla pressione di riferimento	130000	256000
$\gamma_{0.7}$ (-)	deformazione di taglio per cui $G_s=0.7G_0$	0.00025	0.00025
Altri parametri:			
p^{ref} (kPa)	pressione di riferimento per la rigidezza	100	100
K_0^{nc} (-)	coefficiente di spinta a riposo in condizioni di normalconsolidazione	0.562	0.610
R_f (-)	rapporto a rottura	0.9	0.9
$\sigma_{tension}$	resistenza a trazione	0	0
$c_{increment}$ (kPa/m)	incremento della coesione con la profondità	0	0

Per avere un profilo continuo e più esteso in profondità di G_0 questi valori sono stati interpolati attraverso l'espressione proposta da VIGGIANI e ATKINSON [1995] assumendo i seguenti parametri: $A = 3500$, $n = 0.7$ ed $m = 0.21$. Questo ha consentito di calibrare i parametri del modello costitutivo G_0^{ref} e m per il limo sabbioso ed il limo argilloso (Fig. 7). In particolare, per lo strato del limo argilloso si è deciso di assumere un valore di G_0 costante con la profondità ($m = 0$) pari al valore medio caratterizzante il volume significativo.

Il valore della deformazione di taglio $\gamma_{0.7}$ è stato determinato con riferimento alle curve G/G_{0-z} proposte da VUCETIC e DOBRY [1991] per terreni a bassa plasticità (indice di plasticità $I_p = 15\%$). Il valore di riferimento del modulo di Young alle piccole deformazioni, E_0^{ref} , è stato correlato a G_0^{ref} mediante il coefficiente di Poisson per scarico/ricarico, ν_{ur} , assunto pari a 0.2.

Il valore di riferimento della rigidezza allo scarico/ricarico, E_{ur}^{ref} , assunto pari a $0.2 E_0^{ref}$, è stato calcolato sulla base delle curve di decadimento della rigidezza. I parametri E_{50}^{ref} e E_{oed}^{ref} sono infine posti pari

a $0.33 E_{ur}^{ref}$ coerentemente con quanto proposto in letteratura [SCHANZ, 1998].

4. Il modello strutturale

La struttura muraria del Ninfeo è costituita da blocchi sbozzati in tufo e malta di calce e pozzolana, con ricorsi orizzontali non perfettamente regolari, nucleo interno di pietrame minuto e conci d'angolo in travertino. Gli elementi architettonici, quali colonne, lesene, capitelli e oculi, sono realizzati anch'essi in conci di travertino. Gli archi sono costituiti da conci di tufo sbozzato a tutto spessore. Le volte, oggi crollate, per quanto visibile dalle imposte, erano in concrezione, con pietrame irregolare di tufo e malta.

La porzione del Ninfeo scelta per svolgere le analisi numeriche con l'obiettivo di riprodurre, ancorché in forma semplificata, la storia realizzativa e quella successiva dell'opera, è relativa ad una sezione trasversale che comprende il terreno, il terrapie-

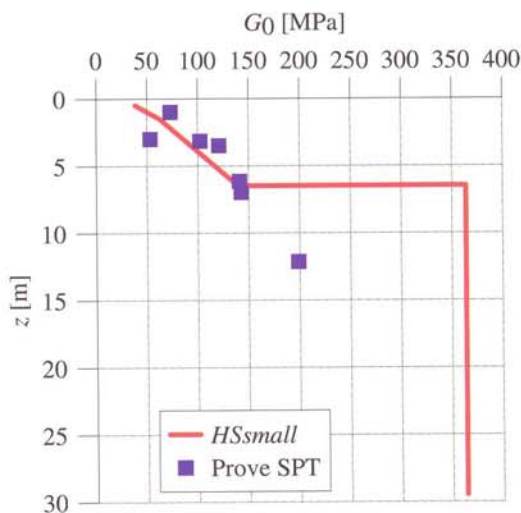


Fig. 7 – Andamento del modulo di taglio alle piccole deformazioni G_0 con la profondità.

Fig. 7 – Profile of the small strain shear modulus G_0 with depth.

no, una parte di muro situato a ovest dell'opera, due archi e le due colonne che delimitano, verso nord, la campata centrale del loggiato (Fig. 2). Tale porzione, analizzata tramite un modello tridimensionale, ha uno spessore di 4.95 m, pari alla distanza che intercorre tra le colonne del Ninfeo. Il terreno, avente lo stesso spessore della sezione, si sviluppa a partire dalla profondità di 30 m dal piano campagna e, verso ovest, raggiunge l'altezza di 49.86 m per tener conto della pendenza naturale del versante che, con molta probabilità, caratterizzava il sito all'epoca della costruzione del Ninfeo. Le colonne, alte 9.43 m, hanno un basamento quadrato posto a -0.35 m dal p.c., di lato 2.8 m e profondità pari a 1.2 m. L'arco compreso tra le due colonne è a tutto sesto, avente luce pari a 5.34 m, altezza dei conci di 0.55 m e spessore pari a 1.1 m, ed è caratterizzato da un piano d'imposta coincidente con la superficie superiore della cornice delle colonne. L'arco compreso tra la colonna centrale e il muro posteriore ha luce pari a 3.49 m, freccia 1.62 m e spessore ed altezza dei conci pari a quelli dell'arco precedente. Il suo piano d'imposta coincide con la superficie superiore del muro. Quest'ultimo, largo 1.25 m e alto 8.97 m, ha uno spessore pari a quello della sezione, ovvero 4.95 m ed anch'esso, come le colonne, è posizionato a -0.35 m dal p.c.

Per la modellazione della muratura è stato impiegato un modello anisotropo elastico perfettamente plastico, denominato *Jointed Rock* ed implementato nel codice di calcolo Plaxis 3D, che nasce per simulare il comportamento di ammassi rocciosi fratturati e che nel presente lavoro è stato adattato al fine di descrivere il comportamento meccanico delle strutture murarie, tipicamente caratterizzate da forte grado di anisotropia.

Il modello è definito attraverso l'individuazione di tre piani preferenziali di rottura, nei quali è definito un criterio di Coulomb con attrito, coesione e *cut-off* a trazione. Il comportamento in termini di resistenza è quindi governato dalle proprietà dei giunti e dal loro orientamento, mentre le proprietà elastiche sono quelle di un mezzo ortotropo.

Per modellare la struttura muraria sono state opportunamente definite le giaciture dei piani di scorrimento in modo da rispettare la giacitura dei corsi di malta tra i blocchi di tufo. Quindi, nei piedritti e nel muro sono stati assunti giunti orizzontali con angolo di attrito di 31° e coesione molto bassa (1 kPa) in considerazione dello stato di decoesione della malta. Relativamente agli archi, al fine di tenere conto dell'effettivo orientamento dei giunti tra i conci, è stata operata una discretizzazione in otto porzioni, attribuendo a ciascuna di esse una giacitura del piano di scorrimento ortogonale alla linea d'asse dell'arco, come indicato in figura 8. È stato assunto in questo caso il medesimo angolo di attrito dei giunti dei piedritti, con coesione pari a 2 kPa.

Le proprietà elastiche sono state definite tenendo conto della tessitura muraria e applicando un processo di omogeneizzazione [DE FELICE *et al.*, 2010] per cui i due moduli elastici nelle direzioni orizzontale E_1 e verticale E_2 ed i corrispondenti coefficienti di Poisson sono stati ricavati a partire dalle proprietà elastiche del tufo e della malta come segue:

$$\frac{1}{E_1} = \frac{1}{E_b} + \frac{8at(1-\nu_m^2)}{b^2E_m(1-\nu_m)}; \frac{1}{E_2} = \frac{1}{E_b} + \frac{t(1-\nu_m^2)}{aE_m} \quad (6)$$

$$\nu_{12} = \nu_b \frac{E_1}{E_b}; \nu_{21} = \nu_{12} \frac{E_1}{E_2} \quad (7)$$

dove a e b sono base e altezza media dei blocchi, t lo spessore medio dei giunti di malta, $E_b = 1.2$ GPa il modulo di elasticità del tufo ed $E_m = 0.3$ GPa il modulo di elasticità della malta, mentre ν_m e ν_b possono essere assunti convenzionalmente pari a 0.23 e 0.30.

I parametri fisici e meccanici dei vari elementi strutturali sono riassunti in tabella II.

5. Validazione del modello strutturale

Al fine di verificare l'attendibilità del modello nel rappresentare il comportamento della struttura muraria è stata preliminarmente simulata la risposta di quest'ultima, poggiate su base rigida, sotto l'azione di un carico q uniformemente ripartito all'estradosso degli archi, crescente fino alla condizione di collasso.

Il carico di collasso della struttura può essere stimato analiticamente con sufficiente accuratezza attraverso l'approccio cinematico dell'analisi limite.

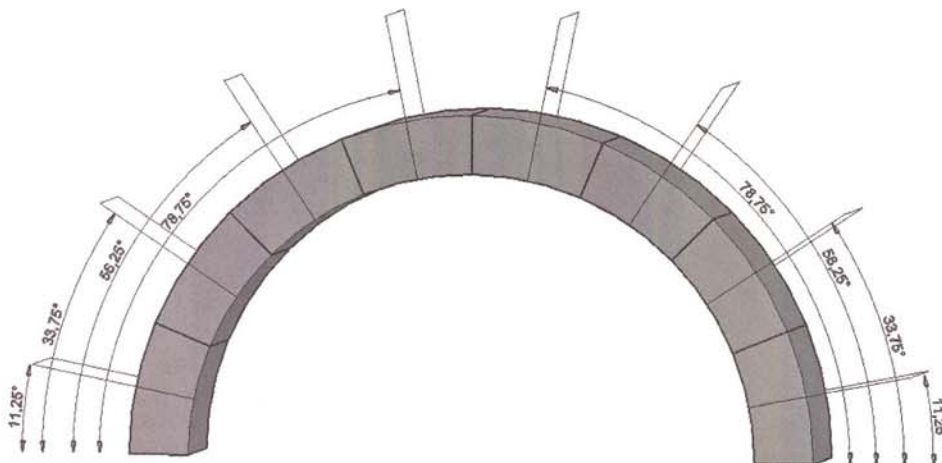


Fig. 8 – Suddivisione dell'arco in otto porzioni e inclinazione dei piani di rottura.

Fig. 8 – Partition of the arch into eight portions and inclination of the related failure planes.

Individuato il cinematismo di collasso, con la formazione di quattro cerniere come indicato in figura 9, è sufficiente imporre l'equivalenza tra il lavoro dei carichi esterni e il lavoro massimo resistente indotto dal contributo coesivo dei giunti. Nel caso in specie, assumendo la catena cinematica come controllata dalla rotazione θ del piedritto laterale, il lavoro resistente dei pesi propri è pari a $W_g = -766.53 \cdot \theta$ kNm; il lavoro motore del carico q applicato sull'estradosso degli archi è pari a $W_q = 7.04 \cdot \theta \cdot q$ kNm, mentre il contributo del lavoro massimo resistente nei giunti risulta $W_{mj} = 25.31 \cdot \theta$ kNm. Pertanto il valore del carico di collasso è pari a $q_{ult} = 112.49$ kPa. Le analisi mostrano una modesta sensibilità del risultato alla posizione delle cerniere: il valore minimo del carico di collasso si ottiene per il cinematismo indicato in figura 9).

Per poter fare riferimento ad una ulteriore soluzione indipendente, il medesimo problema è stato simulato con un approccio numerico, impiegando

la formulazione costitutiva della muratura specificamente formulata in DE BUHAN e DE FELICE [1997] mediante un processo di omogeneizzazione, e implementata nel codice di calcolo agli Elementi Finiti Abaqus [DE FELICE *et al.*, 2010]. In questa formulazione, la muratura è rappresentata come un mezzo continuo omogeneo anisotropo a comportamento elasto-plastico perfetto, la cui relazione costitutiva è definita a partire dalle proprietà meccaniche e geometriche di blocchi e giunti. Le condizioni al contorno del problema analizzato sono indicate in figura 9a mentre la discretizzazione agli Elementi Finiti adottata in Abaqus è visibile in figura 9b. Naturalmente, nell'analisi si è tenuto conto dell'inclinazione dei giunti di letto dell'arco, analogamente a quanto assunto nell'analisi con Plaxis basata sul modello *Jointed Rock*.

In figura 10 è riportato l'andamento della curva carico-spostamento relativa ai due modelli numerici, insieme al valore del carico di collasso ottenuto

Tab. II – parametri del modello *Jointed Rock* per la muratura.

Tab. II – Parameters of the *Jointed Rock* model for the masonry.

		Archi	Muro e colonne
γ (kN/m ³)	peso dell'unità di volume	16.0	16.0
Numero di piani di scorrimento:		1	1
c (kPa)	coesione	2	1
ϕ (°)	angolo di attrito	31	31
a (m)	base blocco	0.15	0.60
b (m)	altezza blocco	0.35	0.75
t (m)	Spessore giunti	0.01	0.01
E_1 (GPa)	modulo di Young nella direzione 1	0.80	0.84
ν_1 (-)	coefficiente di Poisson nella direzione 1	0.15	0.16
E_2 (GPa)	modulo di Young nelle direzioni 2	0.97	1.13
ν_2 (-)	modulo di Poisson nella direzione 2	0.13	0.12

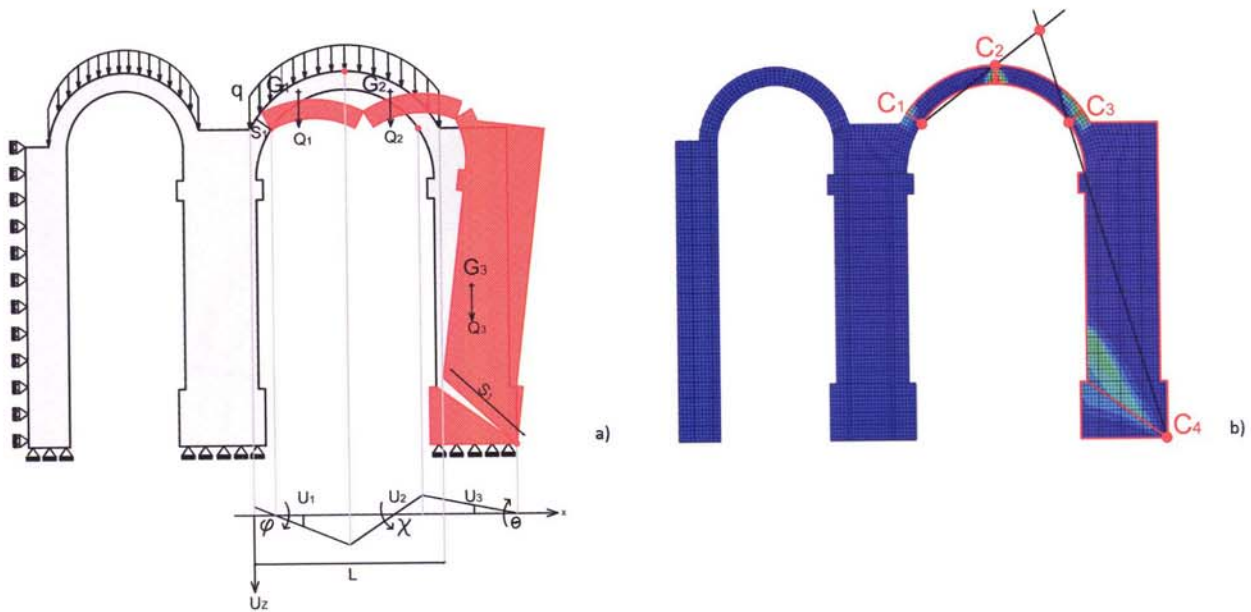


Fig. 9 – Condizioni di vincolo e di carico e cinematiso di collasso a) e discretizzazione ad Elementi Finiti adottata in Abaqus b).

Fig. 9 – Boundary and loading conditions and collapse mechanism a) and Finite Element discretisation adopted in Abaqus b).

to mediante approccio cinematico. Il parametro di carico riportato è il carico per unità di superficie all'estradosso degli archi q , mentre il parametro di spostamento rappresentato è la componente verticale dello spostamento del concio di chiave. Il valore del carico limite ottenuto con i due modelli numerici è pari rispettivamente a 125 kPa nel caso di muratura descritta mediante *Jointed Rock* (analisi con Plaxis) e 127 kPa nel caso di muratura descritta mediante il modello più accurato (analisi con Abaqus). Si rileva una sostanziale coincidenza delle stime del carico di collasso ottenute con i due codici di calcolo, a riprova dell'attendibilità del modello *Jointed Rock* nel descrivere il comportamento meccanico delle strutture murarie in oggetto (Fig. 11); ambedue i valori numerici sono di poco superiori al valore analitico ricavato mediante l'analisi limite. Tale differenza è attribuibile alla discretizzazione ad Elementi Finiti del modello numerico che, essendo basata su un approccio compatibile, fornisce in generale una sovrastima del carico effettivo.

In figura 12, è riportata la mappa delle deformazioni totali principali massime per il modello accurato di muratura e delle deformazioni totali di taglio previste dal modello *Jointed rock*. Pur non riferendosi propriamente alla stessa quantità, le distribuzioni riportate in figura mostrano delle concentrazioni di deformazione del tutto simili tra loro. Inoltre, come si evince dal confronto con la figura 9b, le zone di localizzazione delle deformazioni ottenute nelle analisi agli Elementi Finiti corrispondono alle posizioni delle cerniere plasti-

che per le quali si ottiene il valore minimo del carico limite.

6. Analisi di interazione

Le analisi di interazione sono state svolte con il codice di calcolo Plaxis 3D considerando la porzione di struttura evidenziata in figura 2. Un'immagi-

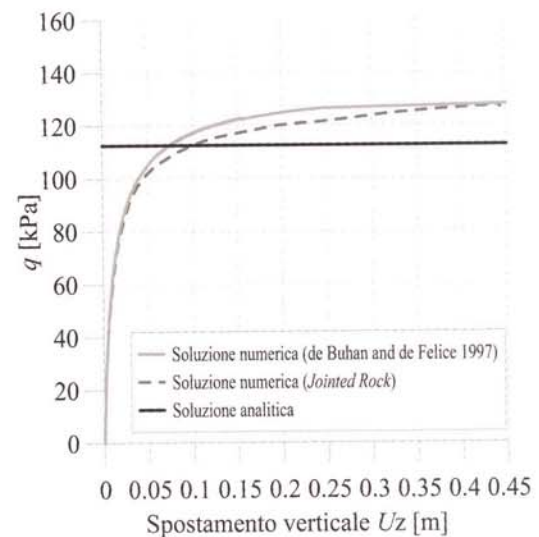


Fig. 10 – Curva carico-spostamento del punto in chiave all'arco destro.

Fig. 10 – Load-displacement curve of the key point of the right end side arch.

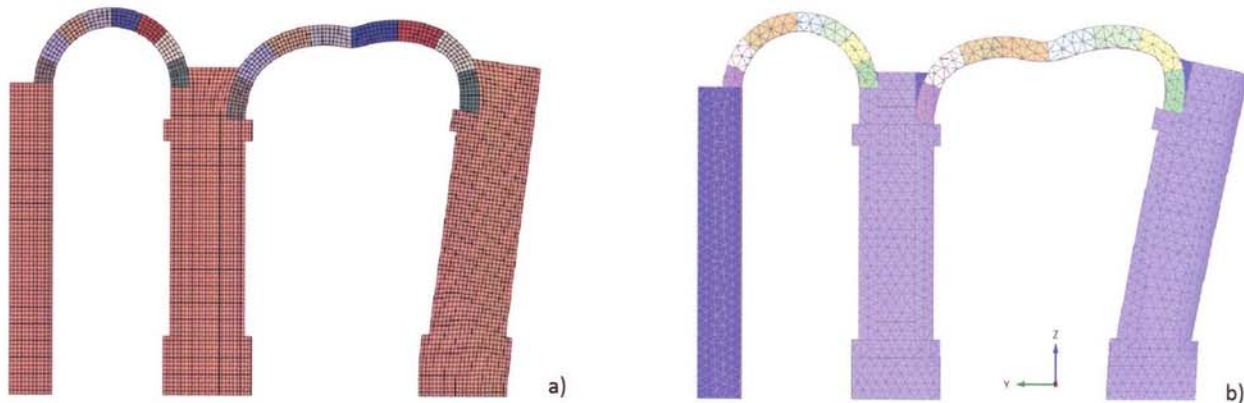


Fig. 11 – Configurazione deformata in Abaqus a) e Plaxis b).
 Fig. 11 – Deformed configuration in Abaqus a) and Plaxis b).

ne della discretizzazione agli Elementi Finiti adottata è rappresentata in figura 13, in cui si riconoscono i due strati di terreno di fondazione, il terrapieno, due colonne, due archi e una porzione di muro situato a ovest del Ninfeo.

Il reticolo di calcolo, costituito da elementi tetraedrici a 10 nodi complessivamente in numero pari a 24854, ha un'estensione di 4.95 m e di 165.00 m rispettivamente in direzione x e y (trasversale e longitudinale rispetto allo sviluppo principale della struttura) e 54.74 m in direzione z (verticale). Queste dimensioni consentono di minimizzare eventuali effetti di bordo. I nodi alla base sono vincolati rispetto a tutte le direzioni, mentre per i nodi sui contorni verticali sono impediti gli spostamenti nella direzione perpendicolare alla superficie.

Per i terreni di fondazione e per il terrapieno sono stati adottati i modelli costitutivi ed i parametri descritti nel paragrafo 3. La stratigrafia prevede un primo strato di limo sabbioso, per una profondità massima dal piano campagna di 6.0 m nella porzione con piano campagna orizzontale (situato a 301.0 m s.l.m.), seguito dallo strato di limo argilloso fino alla base del modello. La falda ha andamento idrostatico a partire da 300.0 m s.l.m.

Gli archi sono stati suddivisi in otto porzioni, a ciascuna delle quali sono state attribuite le proprietà direzionali relative al loro piano di rottura, pur conservando la medesima ipotesi costitutiva, come descritto nel paragrafo 4. La stessa ipotesi costitutiva è stata adottata anche per le restanti componenti strutturali, prevedendo piani di rottura orizzontali per il muro di tergo e le colonne.

Le analisi numeriche sono state condotte in termini di tensioni efficaci, assumendo per il terreno un comportamento drenato, ritenuto appropriato per simularne la risposta meccanica per condizioni di carico variabili molto lentamente nel tempo.

La costruzione del Ninfeo e la sequenza delle condizioni che lo hanno interessato nel corso del

tempo, fino a quelle attuali di dissesto, sono state simulate in fasi successive qui di seguito riassunte (Fig. 14):

- inizializzazione con riferimento alla configurazione originaria del pendio;
- scavo dell'alveo del corso d'acqua che inizialmente lambiva il lato nord-est del Ninfeo (Fig. 5);
- scavo per la realizzazione delle fondazioni e del Ninfeo;
- attivazione delle colonne e del muro di tergo;
- rinterro ai lati delle fondazioni;
- attivazione degli archi;
- attivazione del terrapieno di monte;
- azzeramento degli spostamenti e scavo di allargamento dell'alveo verso la colonna di valle in 11 fasi successive, per simulare l'effetto dell'azione erosiva del corso d'acqua.

La configurazione deformata del reticolo di calcolo, amplificata di 20 volte, è riportata in figura 15. Si può osservare come, in corrispondenza dell'ultima fase di scavo legata all'erosione operata dal corso d'acqua, la colonna di valle presenti una notevole rotazione e come l'arco ad essa connesso risulti ribassato in chiave e soggetto, nella porzione di destra, a spostamenti per lo più orizzontali che seguono il movimento della colonna (Fig. 16).

Lo spostamento orizzontale massimo di un punto alla sommità della colonna di valle è pari a 7.40 cm (Fig. 17). Esso inizia ad accumularsi in maniera significativa in corrispondenza delle ultime tre fasi di erosione, per poi assumere il valore massimo in corrispondenza dell'ultima fase. Quest'ultima fase di calcolo è stata contraddistinta da instabilità di tipo numerico, evidenziate dalla necessità per l'algoritmo solutore del codice di calcolo di ricorrere ad un numero molto elevato di iterazioni globali, poiché la soluzione tende verso quella di collasso, come indirettamente testimoniato dallo scalare, pressoché nullo, che rappresenta sinteticamente la rigidità complessiva del sistema.

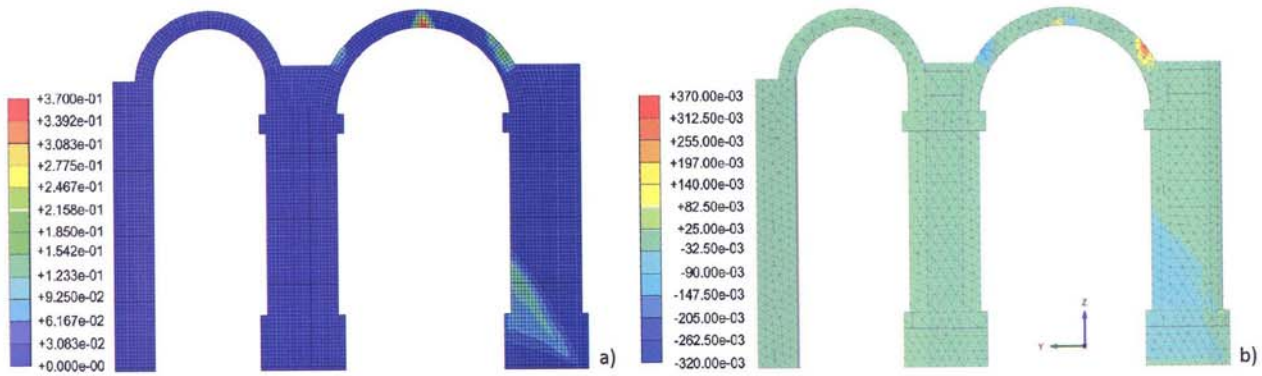


Fig. 12 – Mappa delle deformazioni totali principali massime in Abaqus a) e delle deformazioni totali di taglio in Plaxis b) (convenzione dei segni della Meccanica del Continuo).

Fig. 12 – Distributions of the maximum principal total strains in Abaqus a) and of the shear total strain in Plaxis b) (Continuum Mechanics sign convention).

Nella configurazione finale diversi punti di entrambi gli archi e le colonne risultano aver raggiunto condizioni di rottura per taglio (Fig. 18a) o trazione (Fig. 18b). In particolare, la localizzazione dei punti in cui la struttura è sollecitata a trazione (Fig. 18b) richiama fortemente il meccanismo di rottura evidenziato dalle analisi di confronto discusse nel precedente paragrafo.

Appare nel complesso evidente come la struttura analizzata, quando assoggettata ad un processo di erosione intensa come quello presumibilmente occorso nella realtà, possa andare in crisi in ragione della significativa rotazione della colonna di valle e, correlato ad essa, del raggiungimento di condizioni di incipiente collasso dell'arco da essa sostenuto. È interessante osservare che nella realtà tutti i quattro

sistemi strutturali, analoghi a quello analizzato, costituenti il Ninfeo abbiano subito danni riconducibili a quanto osservato nell'analisi numerica: in tutti i casi le colonne di valle presentano un significativo fuori piombo, accompagnato dal collasso, avvenuto o incipiente, delle arcate di valle (in parte mitigato dagli interventi di restauro). In particolare, dal rilievo della struttura si osserva uno spostamento orizzontale medio in testa alle colonne di valle pari a 8 cm, dunque dello stesso ordine di grandezza di quello riprodotto numericamente.

Il comportamento reale dell'opera risulta più articolato di quanto analizzato in questo lavoro in ragione dei processi occorsi fuori dal piano di analisi: infatti, anche gli archi che collegano trasversalmente le colonne, una volta innescato il processo di in-

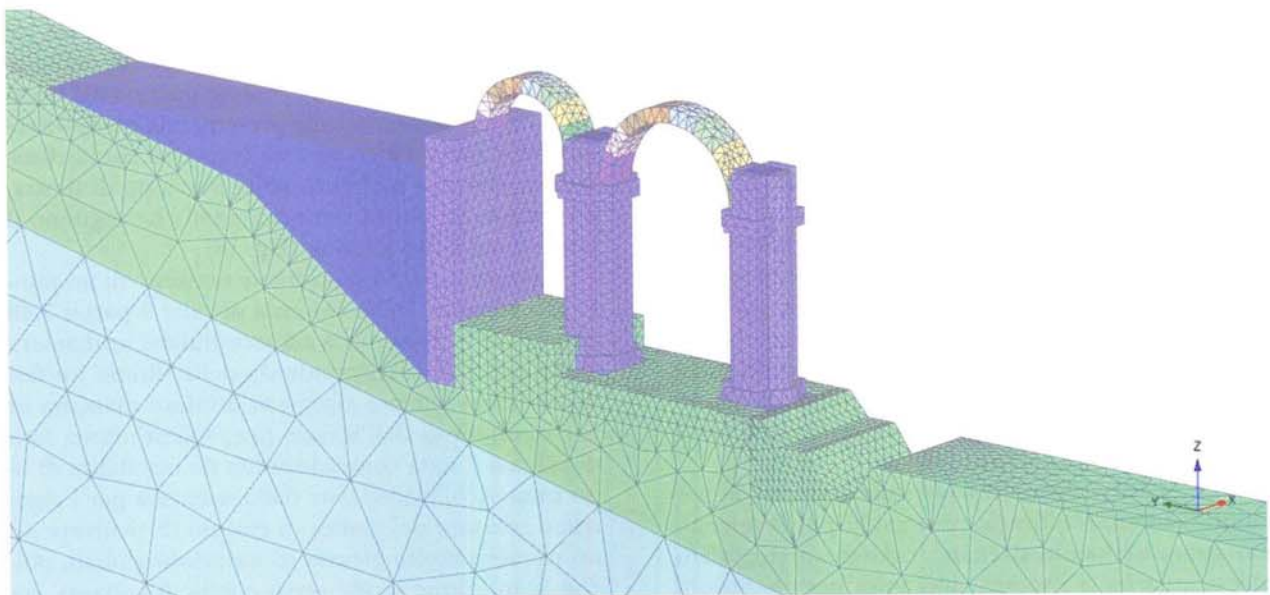


Fig. 13 – Reticolo di calcolo della porzione di Ninfeo modellata.

Fig. 13 – Mesh of the modelled portion of the Ninfeo.

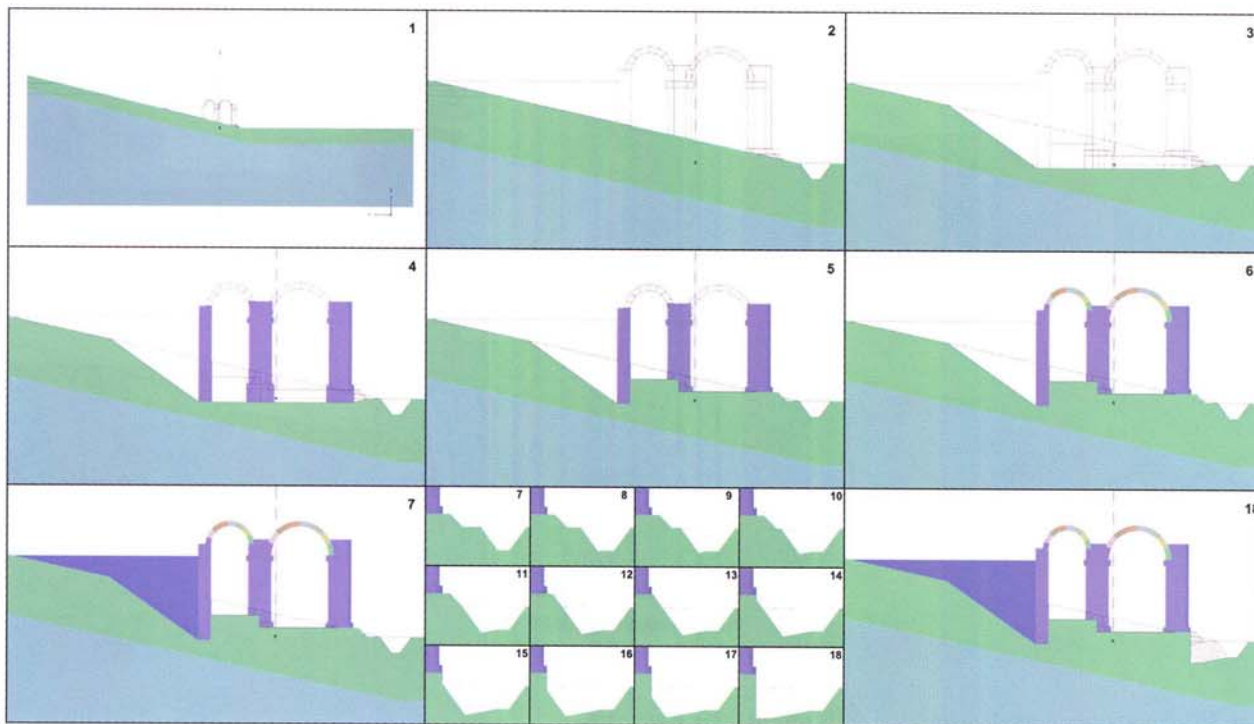


Fig. 14 – Fasi di calcolo adottate nella simulazione numerica.

Fig. 14 – Calculation phases adopted in the numerical simulation.

stabilizzazione, inducono spinte non equilibrate che danno luogo a spostamenti orizzontali lungo la direzione x di figura 13, oggi rilevabili in corrispondenza di due delle colonne frontali della struttura. Si tratta di aspetti della risposta dell'opera che richiedono un modello 3D dell'intero complesso, ad oggi non disponibile.

7. Conclusioni

La conservazione del patrimonio storico-artistico non può prescindere dalla comprensione dei fenomeni che ne hanno caratterizzato la storia pregressa, le vicende costruttive susseguite, gli eventuali dissesti patiti. È necessaria un'indagine, stori-

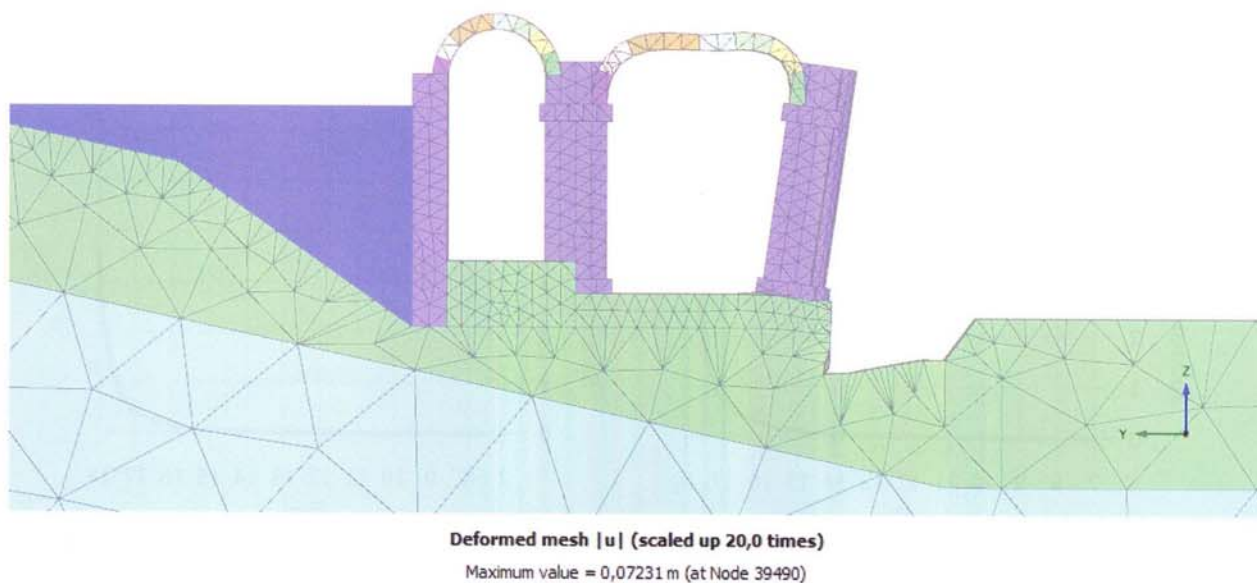


Fig. 15 – Configurazione deformata al termine della simulazione numerica.

Fig. 15 – Deformed configuration at the end of the numerical simulation.

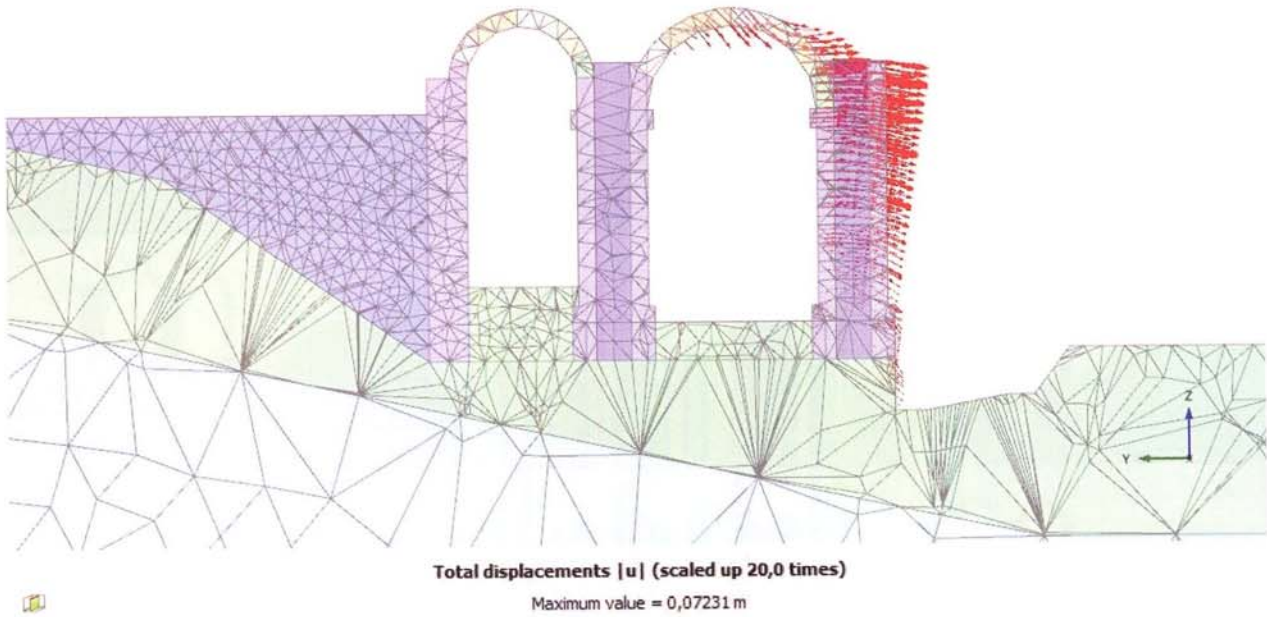


Fig. 16 – Spostamenti totali al termine della simulazione numerica.
 Fig. 16 – Total displacements at the end of the numerical simulation.

ca, architettonica e ingegneristica, per ricostruire i fenomeni e le cause di dissesto e individuare le strategie di intervento più efficaci per coniugare insieme sicurezza e conservazione. In tale contesto non si può prescindere dall'adozione, in via prioritaria, di criteri di selezione degli interventi che rispettino l'integrità dell'opera, con riferimento alla sua concezione, ai suoi materiali, alle sue tecniche costruttive ed alle vicissitudini che ne hanno caratterizzato la storia [CALABRESI, 2013; VIGGIANI, 2014].

Il complesso di queste attività richiede un approccio multidisciplinare, in grado di analizzare i diversi aspetti del problema mettendo insieme competenze specifiche ma caratterizzate da un linguaggio comune, così da convergere verso l'interesse primario della salvaguardia e della conservazione.

Il presente lavoro fornisce un contributo in tal senso, mediante uno studio integrato, geotecnico e strutturale, delle condizioni di stabilità del Ninfeo di Genazzano, oggi allo stato di rudere. In particola-

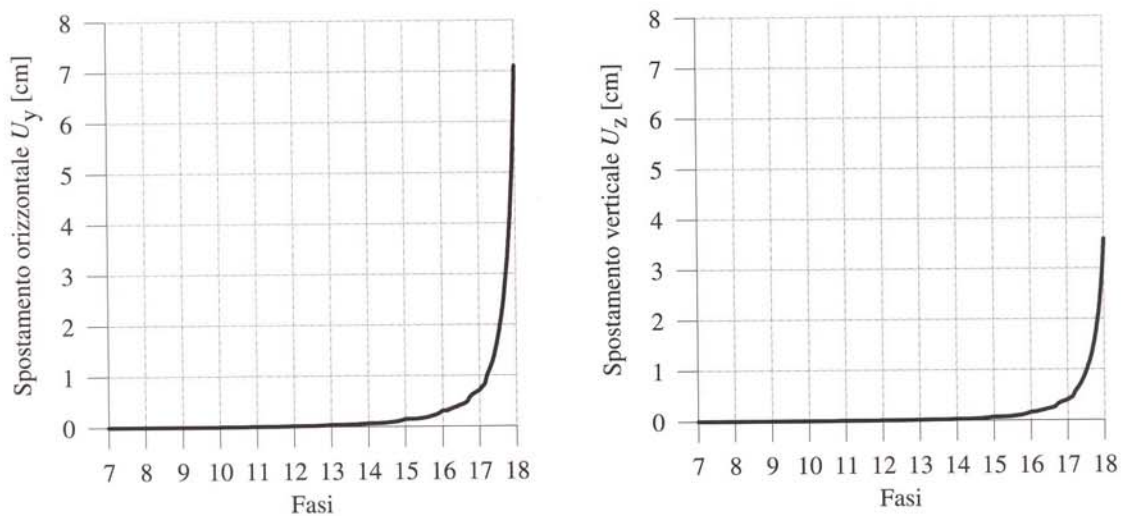


Fig. 17 – Evoluzione dello spostamento orizzontale a) e verticale b) di un punto alla sommità della colonna di valle nelle diverse fasi di calcolo.

Fig. 17 – Horizontal a) and vertical b) displacement evolution of the key point of the right end side column during different calculation phases.

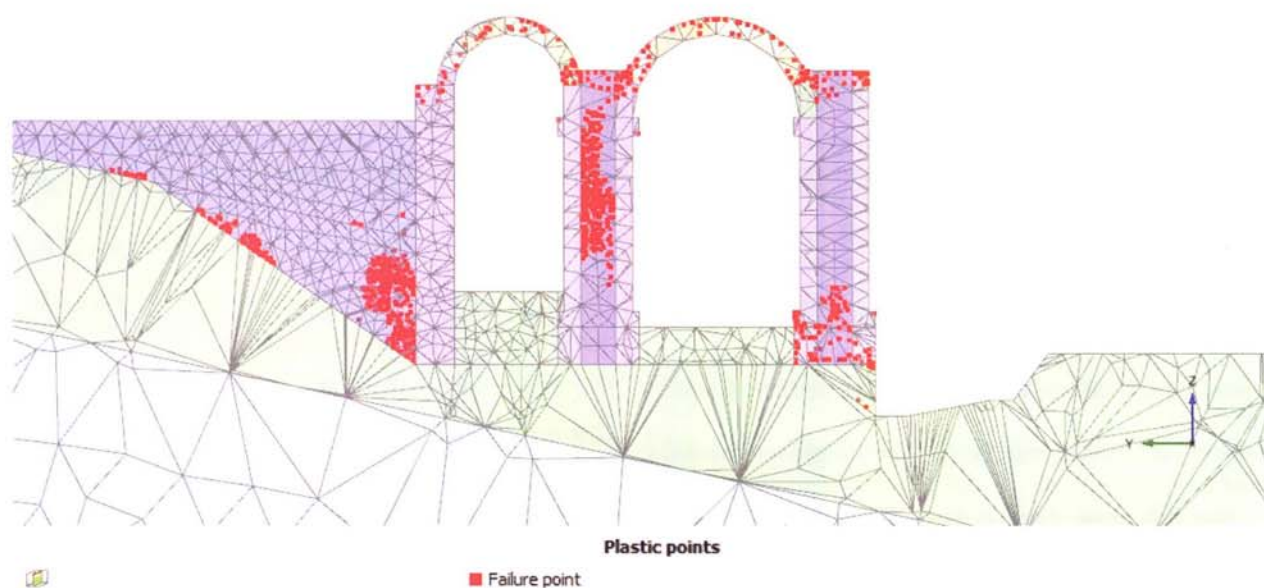


Fig. 18 – Distribuzione dei punti plastici a rottura per taglio a) e trazione b) al termine della simulazione numerica.

Fig. 18 – Distribution of shear failure a) and tensile strength points b) at the end of the numerical simulation.

re, l'interpretazione dei fenomeni di dissesto è stata condotta attraverso una modellazione agli Elementi Finiti 3D, adottando ipotesi costitutive avanzate, in grado di riprodurre gli aspetti salienti del comportamento meccanico del terreno e delle strutture murarie e la loro mutua interazione.

I risultati ottenuti sono da considerarsi incoraggianti, in quanto dimostrano che il modello integrato di struttura e terreno, ancorché semplificato, è in grado di riprodurre con sufficiente accuratezza quanto occorso al monumento nel tempo, confermando l'ipotesi interpretativa proposta in passato in merito alle cause del suo dissesto. Si tratta di un primo passo verso la modellazione integrata 3D di strutture storiche e della loro interazione con il terreno.

Bibliografia

- AMOROSI A., BOLDINI D., DE FELICE G., MALENA M. (2012) – *Tunnelling-induced deformation in a masonry structure: a numerical approach*. Proc. 7th International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Rome, pp. 353-359.
- AMOROSI A., BOLDINI D., DE FELICE G., MALENA M., DI MUCCI G. (2014b) – *Numerical modelling of the interaction between a deep excavation and an ancient masonry wall*. Proc. 8th International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Seoul, pp. 245-250.
- AMOROSI A., BOLDINI D., DE FELICE G., MALENA M., SE-
- BASTIANELLI M. (2014a) – *Tunnelling-induced deformation and damage on historical masonry structures*. Géotechnique, 64, n. 2, pp. 118-130.
- BENZ T. (2007) – *Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences*. Ph.D. thesis, Universität Stuttgart.
- BARUCCO P. (2000) – *I restauri del Ninfeo di Genazzano. Verifica di tre interventi conservativi del XX secolo*. Atti del Convegno Internazionale di Scienza e Beni Culturali, Bressanone, pp. 511-523.
- BURLAND J.B., VIGGIANI C. (1994) – *Osservazioni sul comportamento della Torre di Pisa*. Rivista Italiana di Geotecnica, n. 3, pp. 179-200.
- CALABRESI G. (2013) – *The role of Geotechnical Engineers in saving monuments and historic sites*. Kerisel Lecture, Proc. 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris, pp. 71-83.
- CROCE A. (1985) – *Old monuments and cities – Research and preservation*. In "Geotechnical Engineering in Italy. An overview", Golden Jubilee Volume, Associazione Geotecnica Italiana, pp. 361-415.
- DE BUHAN P., DE FELICE G. (1997) – *A homogenisation approach to the ultimate strength of brick masonry*. J. Mech. Phys. Solids 45, n. 7, pp. 1085-1104.
- DE FELICE, AMOROSI A., MALENA M. (2010) – *Elasto-plastic analysis of block structure through a homogenisation method*. Int.J.Numer. Anal. Meth. Geomech., 34, n. 3, pp. 221-247.
- DORING M. (2001) – *La nascita della rovina artificiale nel Rinascimento italiano ovvero il "Tempio in rovina" di Bramante a Genazzano*. In F.P. di Teodoro (a cu-

- ra di), Donato Bramante. Ricerche, proposte, riletture, Urbino, pp. 343-406.
- FROMMEL C.L. (1969) – *Bramantes "Ninfeo" in Genazzano*. Römische Jahrbuch für Kunstgeschichte, 12, pp. 137-160.
- HARDIN B., DRNEVICH V. (1972) – *Shear modulus and damping in soils: design equations and curves*. J. Soil Mech. Found. Div., 98, n. 7, pp. 667-692.
- LANCELOTTA R. (2013) – *La Torre Ghirlandina: una storia di interazione struttura-terreno*. Croce Lecture, Rivista Italiana di Geotecnica, vol. II, pp.7-37.
- OTHA Y., GOTO N. (1978) – *Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 6, pp. 167-178.
- SANTOS J.A., CORREIRA A.G. (2001) – *Reference threshold shear strain of soil. Its application to obtain a unique strain dependent shear modulus curve for soil*. Proc. 15th Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, I, Istanbul, pp. 267-270.
- SCHANZ T. (1998) – *Zur modellierung des mechanischen verhaltens von reibungsmaterialien*. Tesi per l'Abilitazione, Inst für Geotechnik, Universität Stuttgart.
- SEBASTIANELLI M., DE FELICE G., MALENA M., AMOROSI A., BOLDINI D., DI MUCCI G. (2013) – *A class C prediction of the settlements induced in an historical masonry structure by the excavation of shallow twin tunnels*. Proc. Second International Symposium on Geotechnical Engineering for the Preservation of Monuments and Historic Sites, Naples, pp. 649-655.
- SKEMPTON A.V. (1986) – *Standard Penetration Test Procedures*. Géotechnique, 36, n. 3, pp. 425-557.
- TROVALUSCI P. (2014) – *Comunicazione personale*.
- VIGGIANI G., ATKINSON J.H. (1995) – *Stiffness of fine-grained soils at very small strains*. Géotechnique, 45, n. 2, pp. 249-265.

VIGGIANI C. (2013) – *Cultural Heritage and Geotechnical Engineering: an introduction*. Proc. 2nd Int. Symposium on Geotechnical Engineering for the Preservation of Monuments and Historic Sites, Naples, pp. 1-12.

VIGGIANI C. (2014) – *Ingegneria Geotecnica e Patrimonio Culturale*. Hevelius Edizioni.

Geotechnical and structural analysis of the Ninfeo di Genazzano

Summary

The conservation of our architectural heritage, so vast and rich in historical and artistic terms, requires a multidisciplinary approach to understand the ongoing phenomena and to implement countermeasures against degradation factors and natural and anthropic risks. In this paper an integrated, geotechnical and structural, research for the investigation of the stability conditions of the Ninfeo di Genazzano is presented. The structure, which tracks back to the Renaissance and is attributed to Bramante, was built near Rome and is at present in ruins. The interpretation of the instability phenomena, already suggested in architectural studies of the past century, was carried out using a numerical approach based on the Finite Element method. Advanced constitutive laws were adopted to describe the key features of the mechanical behaviour of soil strata and masonry structures and of their mutual interaction. The comparison between the numerical results and the current conditions at the investigated site proves the predictive capabilities of the developed models and their potentiality in the context of evaluation and preservation activities of historical-architectural heritage.

Key-words: cultural heritage, masonry, soil-structure interaction, arch, modelling, numerical analysis.