پیش‌بینی سختی خاک در پایهٔ پل‌ها با در نظرگیری اندرکنش خاک-سازه با استفاده از مدل شبکه عصبی مصنوعی

شیما السادات حسینی*، علی قنبری محمد علی رفیعی نظری؛
دانشگاه خوارزمی، دانشکدهٔ فنی، گروه مهندسی عمران

تاریخ: دریافت ۹۵/۱۰/۱۷ پذیرش ۹۶/۰۲/۰۳

چکیده

بحث دربارهٔ مدل‌سازی اندرکنش خاک-گروه شمع به‌دلیل تعداد زیاد پارامترهای دخیل در آن یکی از مباحث پیچیده و البته مورد توجه محققان در سال‌های اخیر بوده است که به روش‌های مختلف به آن پرداخته‌اند. در سال‌های اخیر روش شبکهٔ عصبی مصنوعی در بسیاری از مسائل مرتبط با مهندسی ژئوتکنیک از جمله مسائل مرتبط با شمع‌ها استفاده شده است. در این پژوهش پاسخ دینامیکی گروه شمع-خاک زیر یک پل تک‌پایه با درنظرگیری اثر اندرکنش خاک-سازه به‌روش تحلیلی محاسبه شد . به‌علاوه یک مدل شبکه عصبی با استفاده از مدل چند لایه پیشخور برای پیش‌بینی سختی اندرکنشی گروه شمع-خاک واقع در خاک دانه‌ای در نظر گرفته شد. هم‌چنین تأثیر پارامترهای مختلف بر محاسبهٔ مقدار سختی اندرکنشی گروه شمع-خاک بحث و بررسی شد. در نهایت با توجه به مقدار ضریب تبیین ۰/۹۹ و کم‌ترین میزان مربعات خطای ۰/۰۰۰۰۰۰۸۸ مدل شبکه عصبی ارائه شده می‌تواند یک ابزار قدرتمند برای پیش‌بینی میزان سختی اندرکنشی گروه شمع-خاک و طراحی بهینهٔ گروه شمع برای دست‌یابی به طول و قطر بهینهٔ شمع‌ها و کاهش هزینهٔ مربوط به تجهیزات حفاری باشد.

واژه‌های کلیدی: اندرکنش خاک-گروه شمع، شبکه عصبی مصنوعی، پاسخ دینامیکی، پل تک پایه.

*نویسنده مسئول hoseinishima1365@gmail.com

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1399.14.2.4.4]

مقدمه

هر چند تحلیل دینامیکی سازه‌ها از ابتدای قرن بیستم مورد توجه محققان بوده است، با این حال درنظرگیری اثرات خاک در این تحلیل‌ها قدمت زیادی ندارد. در سال‌های اخیر به‌طور فزاینده‌ای مسئلهٔ در نظر گرفتن اثر خاک در تحلیل لرزه‌ای مورد توجه طراحان قرار گرفته است. این موضوع به‌وسیلهٔ آیین‌نامه‌های بین‌المللی از جمله یوروکد[1] و اف‌اچ دبلیوای[2] نیز در ده سال اخیر مورد توجه ویژه بوده است. بر همین اساس پیش‌بینی می‌شود که در سال‌های آتی طراحان سازه‌های مهندسی بزرگ و متوسط نیاز به دانش اندرکنش خاک–سازه دارند.

گسیختگی قابل مشاهده پل‌ها در اثر شکست ناقص و کامل پایه‌ها در بسیاری از رخدادهای لرزه‌ای که در آن‌ها فنداسیون پایه‌های پل صلب و گیردار فرض شده‌اند یعنی رفتار خاک و اثر آن بر رفتار لرزه‌ای سازه شامل تغییر مکان‌ها و نیروهایی که هنگام زلزله در اجزای سازه‌ای ایجاد می‌شود در تحلیل دینامیکی سازهٔ پل دیده نشده است و نیروی زلزله به‌جای وارد شدن به خاک مستقیماً به پایه‌های پل وارد شود، بیان‌گر این مطلب است که بحث مقاومت سازه‌ای به تنهایی برای ایمنی پل‌ها در خلال زلزله کافی نیست و لازم است اثرات خاک زیرسازه در تحلیل و طراحی این سازه‌های کلیدی و مهم در نظر گرفته شود [۱]–[٤].

محققان بسیاری تحلیل لرزه‌ای پل‌ها با در نظرگیری بحث اندرکنش خاک–سازه را بررسی کرده‌اند. از جمله پاچکو[3] که بر اساس روش فنر و میراگر معادل روش جدیدی برای مدل‌سازی خاک اطراف شمع معرفی کرد و طی آن خاک به‌صورت فنر، میراگر و جرم متمرکز مدل‌سازی شده است [۵]. ماراواس و همکاران[4] در پژوهش خود یک مدل اجزاء مجزای ساده از یک نوسانگر ساده را برای شبیه‌سازی رفتار دینامیکی سازه‌های قرار گرفته روی پی یا شمع و تحت بار هارمونیک پیشنهاد دادند [٦]. حل دقیق معادلهٔ پریود طبیعی و ضریب میرایی وابسته به آن برای چنین سیستمی ارائه شده است. در مورد پی‌های مدفون و از جمله شمع‌ها، آن‌ها محل فنرهای مدل کننده خاک را به عمق برآیند نیروهای جانبی وارده

1. Eurocode
2. FHWA
3. Pacheco
4. Maravas et al.

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1399.14.2.4.4]

از طرف خاک به شمع منتقل کردند تا ماتریس امپدانس قطری باقی بماند. رحیم و هایشیکاوا[1] به بررسی اثر اندرکنش خاک–سازه بر پاسخ لرزه‌ای پل‌های کابلی پرداختند [۷]. در آن پژوهش تجزیهٔ دینامیکی که شامل اثر اندرکنش خاک–سازه بود به‌وسیلهٔ دو روش مدل غیرخطی وینکلر و مدل خطی جرم متمرکز انجام شد. نتایج نشان داد که مدل ساده شده جرم متمرکز یک ارزیابی مناسب از پاسخ تغییر مکان حداکثر ارائه می‌دهد اما پاسخ شتاب را بیش‌تر از واقعیت و نیروی بلندشدگی سازه را در سازهٔ فوقانی و پایه، کم‌تر از واقعیت حساب می‌کند. هم‌چنین کاربوناری و همکاران[2] به بررسی پاسخ لرزه‌ای پل‌های واقع بر گروه شمع در انواع خاک‌ها پرداخته‌اند و با مدل کردن محیط ویسکوالاستیک و مرزهای نامحدود خاک و درنظرگیری قطرها و تعداد متفاوت شمع و اشکال متفاوت قرارگیری به‌صورت المان تیر به بررسی اندرکنش سینماتیکی مبادرت کرده‌اند [۸]. نتیجهٔ اصلی این پژوهش لزوم در نظرگیری اثر اندرکنش خاک–سازه در تحلیل و طراحی پل‌های واقع بر گروه شمع بوده است. غلامی و همکاران در پژوهشی بر اساس روش فنر و میراگر معادل یک مدل تحلیلی برای تخمین فرکانس طبیعی پل‌های واقع بر گروه شمع ارائه کردند که در مقایسه با روابط تئوری موجود دقت بیش‌تری دارد [۹]. هم‌چنین شیرگیر و همکاران در پژوهشی جداگانه یک مدل تحلیلی برای تخمین فرکانس طبیعی پل صدر در جهت عرضی بر اساس روش فنر و میراگر معادل ارائه کردند و در مقایسه با روابط تئوری موجود نتیجه گرفتند که روش فنر و میراگر معادل دقت خوبی در محاسبهٔ فرکانس طبیعی پل‌ها با در نظرگیری اثر اندرکنش خاک–سازه دارد [۱۰].

استفاده از روش شبکهٔ عصبی مصنوعی در مورد مسائل مربوط به شمع‌ها در سال‌های اخیر رواج پیدا کرده است. البته اکثر بررسی‌های انجام شده بر مسائل استاتیکی مربوط به شمع یا گروه شمع متمرکز بوده است و بررسی‌های محدودی در مورد پاسخ دینامیکی شمع‌ها انجام شده است. از جمله احمد و همکاران که از شبکهٔ عصبی مصنوعی برای تخمین پارامترهای پاسخ کینماتیکی اندرکنش شمع–خاک استفاده کردند [۱۱]. آن‌ها برای آموزش شبکه از نتایج مدل تیر بر بستر الاستیک وینکلر استفاده کردند که مطابقت مناسبی بین آن‌ها برقرار بود.

1. Raheem and Hayashikawa
2. Carbonari et al.

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1399.14.2.4.4]

اسماعیل و جنگ پاسخ شمع‌ها را با درنظرگیری اندرکنش شمع-خاک در شرایط استاتیکی بررسی کردند [۱۲]. برای این منظور از یک شبکهٔ عصبی درجهٔ بالا برای تخمین منحنی بار-نشست با استفاده از خصوصیات شمع و نتایج آزمایش SPT به‌عنوان ورودی استفاده کردند. تاراونه[1] پژوهشی در مورد کاربرد شبکهٔ عصبی در طراحی شمع‌ها برای صرفه‌جویی اقتصادی با کاهش مقطع و طول شمع انجام داد [۱۳]. مؤمنی و همکاران کاربرد شبکهٔ عصبی را در تخمین مقاومت شمع‌ها و شفت‌ها بررسی کردند [۱٤]. آن‌ها به این نتیجه رسیدند که طول و سطح مقطع شمع مهم‌ترین عوامل در پیش‌بینی مقاومت شمع هستند. هم‌چنین بازیار و همکاران نشست شمع بر اساس نتایج آزمایش نفوذ مخروط را با روی‌کرد شبکهٔ عصبی بررسی کردند [۱۵].

در این پژوهش سعی بر این بوده است که ابتدا به تبیین اهمیت بحث اندرکنش خاک-سازه در محاسبهٔ پاسخ دینامیکی پل‌ها پرداخته شود و سپس تأثیر پارامترهای مختلف مؤثر در محاسبهٔ سختی اندرکنشی گروه شمع- خاک با استفاده از شبکهٔ عصبی مصنوعی بررسی شود. برای این منظور ابتدا پل صدر تهران (محدودهٔ تقاطع مدرس و بلوار کاوه به‌دلیل وجود بلندترین پایه‌ها) در جهت عرضی با درنظرگیری و بدون درنظرگیری اثر اندرکنش خاک-سازه مورد تحلیل و بررسی قرار گرفت که در آن جهت بررسی اثر اندرکنش، خاک زیرسازه با مجموعه‌ای از فنرها و میراگرها در امتداد طول شمع‌ها جای‌گزین شد. با توجه به این که عوامل زیادی در تعیین سختی معادل فنرها دخیل هستند در مرحلهٔ دوم تأثیر عوامل مختلف بر میزان سختی معادل فنرها با استفاده از شبکه عصبی مصنوعی بررسی شد و در نهایت روش شبکهٔ عصبی مصنوعی به‌عنوان روشی مناسب برای تخمین مقادیر سختی جانبی معادل گروه شمع-خاک برای مقادیر ورودی مختلف معرفی شد. پیش‌بینی سختی اندرکنشی خاک زیرسازه با استفاده از تکنیک فنر معادل به‌کمک روش شبکهٔ عصبی مصنوعی تا کنون به‌وسیلهٔ محققان استفاده نشده است بنابراین می‌تواند در تخمین مقادیر بهینه طول و قطر شمع‌های استفاده شده در پی سازه قبل از اجرا و تخمین کارایی لرزه‌ای سیستم پل بعد از اجرای آن مؤثر باشد.

1. Tarawneh

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1399.14.2.4.4]

۱. تبیین اثر اندرکنش خاک-سازه بر پاسخ لرزه‌ای پل صدر

در این پژوهش مدل‌سازی سختی سیستم ناشی از گروه شمع و خاک برای لحاظ کردن اثر اندرکنش خاک-سازه با استفاده از فنرهای غیرخطی p-y که به‌وسیلهٔ ای پی آی[1] ارائه شده است انجام می‌گیرد [۱۶]. هم‌چنین در این مدل برای محاسبهٔ اثر گروه شمع از روش پیشنهادی آشتو[2] استفاده می‌شود [۱۷]. برای مدل‌سازی سختی کلاهک گروه شمع نیز از منحنی بک بون بار- تغییر شکل[3] توصیه شده به‌وسیلهٔ ژئواسپکترا[4] استفاده شده است [۱۸].

در روش توصیه شده به‌وسیلهٔ ای پی ای برای هر عمق با تغییر مقدار بار اعمال شده بر فنر، سختی آن تغییر می‌کند که این امر غیرخطی بودن سختی با بار در عمق را نشان می‌دهد. در حقیقت باید منحنی‌های مقاومت جانبی خاک-تغییر مکان (p-y) با استفاده از داده‌های آزمایشگاهی تنش-کرنش نمونه‌های خاک ساخته شوند. محور قائم در این نمودارها مقاومت خاک، p، و محور افقی تغییر مکان، y، است. در غیاب وجود داده‌های آزمایشگاهی دقیق برای ساخت منحنی‌های (p-y) روش ارائه شده به‌وسیلهٔ ای پی آی که برای خاک‌های رسی یا ماسه‌ای به‌تفکیک بیان شده است می‌تواند استفاده شود [۱۶]. در پژوهش حاضر به‌دلیل دانه‌ای بودن جنس خاک پی سازه از روابط مربوط به خاک ماسه‌ای استفاده شد.

ظرفیت باربری نهایی برای ماسه در اعماق کم و زیاد متفاوت است. برای محاسبهٔ ظرفیت باربری در اعماق کم از رابطهٔ (۱) و برای محاسبهٔ آن در اعماق زیاد از رابطهٔ (۲) استفاده می‌شود. در هر عمق دلخواه باید مقدار کوچک‌تر p_u به‌دست آمده از روابط مذکور به‌عنوان ظرفیت باربری نهایی انتخاب شود.

$$p_{us} = (C_1 \times H + C_2 \times D) \times \gamma \times H \quad (۱)$$

$$p_{ud} = C_3 \times D \times \gamma \times H \quad (۲)$$

که در آن:

p_u: مقاومت نهایی ($\frac{\text{نیرو}}{\text{طول واحد}}$) بر حسب (کیلونیوتن بر متر) (d برای اعماق زیاد و s برای اعماق کم)

1. API, 2007
2. AASHTO
3. Load-deflection backbone curve
4. GEOSPECTRA

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1399.14.2.4.4]

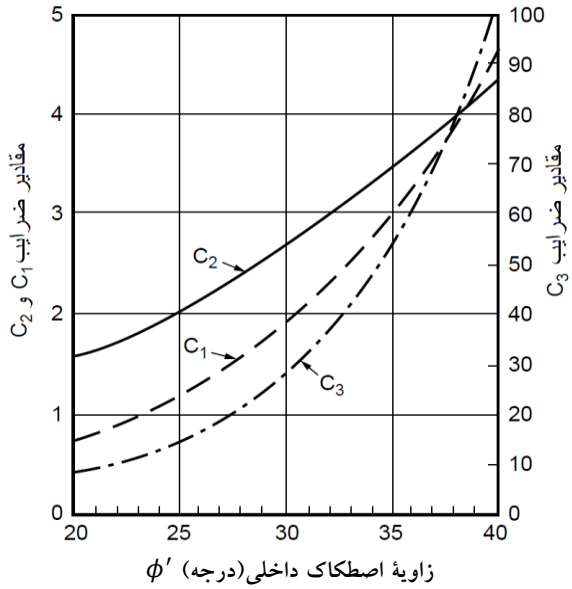
γ: وزن مخصوص خاک بر حسب (کیلونیوتن بر متر مکعب)

H: عمق بر حسب (متر)

ϕ: زاویهٔ اصطکاک داخلی ماسه بر حسب درجه

C_3, C_2, C_1: ضرایب تابع ϕ' به‌دست آمده از شکل ۱

D: قطر میانگین شمع از سطح تا عمق بر حسب (متر)



شکل ۱. ضرایب تابع ϕ' [۱۶]

روابط تغییر مکان–مقاومت جانبی خاک برای شمع‌های واقع در خاک‌های ماسه‌ای نیز به‌صورت غیرخطی است و در غیاب وجود اطلاعات تعیین کننده بیش‌تر می‌توان در هر عمق خاص H به‌وسیلهٔ رابطهٔ (۳) آن را محاسبه کرد:

$$P = A \times p_u \times tanh\left[\frac{k \times H}{A \times p_u} \times y\right] \quad (۳)$$

که در آن:

A: فاکتور محاسبه شده جهت تعیین شرایط استاتیکی یا دینامیکی که به صورت زیر محاسبه می شود:

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1399.14.2.4.4]

$$A = 0.9\ for\ cyclic\ loading \quad (٤)$$

$$A = \left(3 - 0.8\frac{H}{D}\right) \geq 0.9\ for\ static\ loading \quad (٥)$$

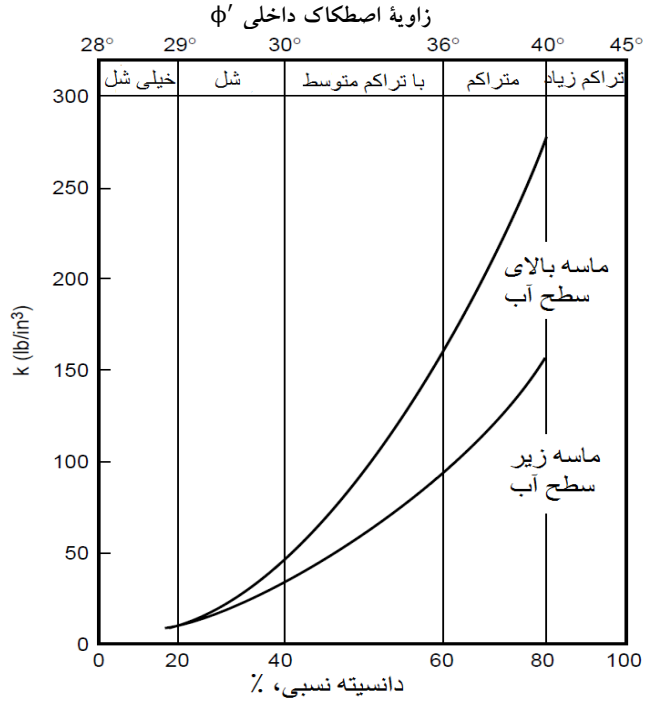
p_u: ظرفیت باربری نهایی در عمق H بر حسب (کیلونیوتن بر متر)

k: مدول اولیه عکس‌العمل بستر بر حسب (کیلونیوتن بر مترمکعب). به‌کمک شکل ۲ به‌عنوان تابعی از زاویهٔ اصطکاک داخلی ϕ' محاسبه می‌شود. پارامترهای فیزیکی و مکانیکی استفاده شده برای محاسبهٔ سختی خاک در لایه‌های مختلف در جدول ۱ نشان داده شده است.

H: عمق مورد نظر

y: تغییر مکان جانبی

برایی محاسبهٔ سختی خاک اطراف شمع‌ها برا اساس روش ای پی آی لازم است منحنی بار-تغییر مکان (p-y) در لایه‌های مختلف خاک و در فواصل مختلف از سطح زمین تا نوک شمع‌ها رسم شود.



شکل ۲. مدول اولیه عکس‌العمل بستر بر حسب دانسیتهٔ نسبی [۱٦]

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1399.14.2.4.4]

جدول ۲. پارامترهای فیزیکی و مکانیکی خاک در محل پایه پل پل صدر

پارامتر	مقدار				
	Layer 1	Layer 2	Layer 3	Layer 4	Layer 5
G (MPa)	٦٠	٢٧٥	١٧٥	٢٧٥	١٧٥
c (kg/cm^2)	٠/١٧	٠/١٩	٠/١٦	٠/٢١	٠/١٨
φ°	٣٧	٣٦	٤١	٤١	٣٩
ρ (kg/m3)	١٥٠٠	١٨٠٠	١٩٠٠	١٨٠٠	١٩٠٠

هم‌چنین نمودار F-Δ برای محاسبهٔ سختی جانبی کلاهک شمع واقع در پروفیل خاک مورد نظر در پژوهش حاضر بر اساس دستورالعمل ژئواسپکترا محاسبه شد. برای به‌دست آوردن سختی جانبی کلاهک شمع و شمع‌ها در اعماق مختلف با استفاده از تاریخچه زمانی تغییر مکان در عمق قرار گیری کلاهک، حداکثر تغییر مکان به‌دست آمده و سپس به‌کمک نمودار بار–تغییر مکان رسم شده نسبت نیرو به تغییر مکان یا همان سختی جانبی محاسبه می‌شود.

بدین‌ترتیب با داشتن سختی اندرکنشی گروه شمع–خاک می‌توان ماتریس سختی سیستم خاک–سازه را تشکیل داد و با حل معادله تعادل دینامیکی مطابق رابطهٔ (٦) پاسخ دینامیکی سازه (شکل ٣) را با احتساب اثر اندرکنش خاک–سازه محاسبه کرد [١٩].

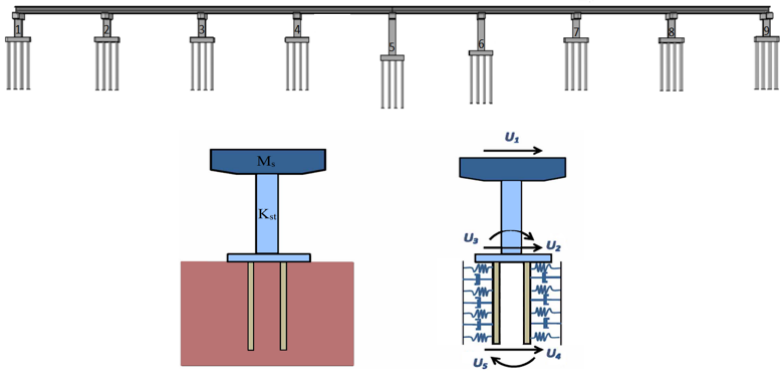
$$\begin{bmatrix} M_{ss} & M_{sf} \\ M_{fs} & M_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_s^t \\ \ddot{u}_f^t \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sf} \\ C_{fs} & C_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_s^t \\ \dot{u}_f^t \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sf} \\ K_{fs} & K_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_s^t \\ u_f^t \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ P_f^t \end{Bmatrix} \qquad (٦)$$

که در آن $[M]$، $[C]$ و $[K]$ به‌ترتیب ماتریس‌های جرم، میرایی و سختی است که درایه‌های آن‌ها در حقیقت مقادیر جرم، سختی و میرایی در درجات آزادی مختلف در نظر گرفته شده برای مدل‌سازی سیستم خاک–سازه است. و $\{\ddot{u}\}$، $\{\dot{u}\}$ و $\{u\}$ به‌ترتیب بردارهای شتاب، سرعت و تغییر مکان هستند و $\{P_f^t\}$ بردار نیروی کل در درجهٔ آزادی کف سیستم است. اندیس‌های s و f به‌ترتیب به سازه فوقانی و پی بر می‌گردد. با توجه به این‌که نحوهٔ درنظرگیری اثر اندرکنش خاک–سازه هدف اصلی این پژوهش نیست از ذکر جزئیات محاسبهٔ ماتریس‌ها خودداری شده است.

نمای کلی پل در راستای طولی و عرضی در شکل ٣ نشان داده شده است.

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1399.14.2.4.4]



شکل ۳. شمای کلی مدل تحلیلی پل بررسی شده در راستای طولی و عرضی

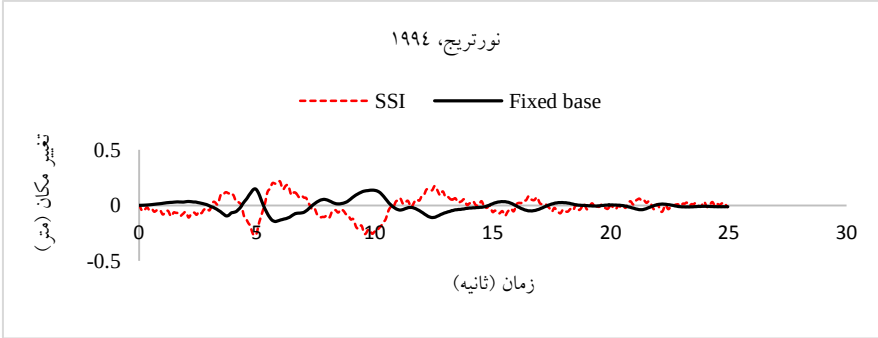
جدول ۲. خصوصیات پایه‌های پل صدر بر اساس گزارش معاونت عمرانی شهرداری تهران

پایه	۱	۲	۳	٤	٥	٦	۷	۸	۹
ارتفاع (متر)	۷/٤۷	۷/۹٥	۷/۸۷	۱۳/۳	۱٥/۳	۷/۷٤	۷/۷٦	۷/٦٤	۷/٥۸
فاصله (متر)	٤٤	٤٤	٤٤	٤١	٤٤	٤٤	٤٤	٤١	

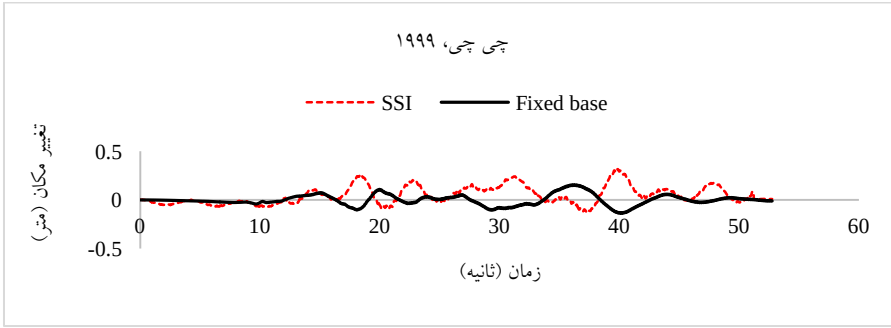
در صورتی‌که از اثر سختی و میرایی خاک بر پاسخ دینامیکی سازه صرف نظر شود پاسخ‌ها در حالت پایه گیردار به‌دست می‌آیند و این به منزلهٔ صرف نظر کردن از اثر اندرکنش خاک–سازه است.

شکل‌های ٤ و ٥ تاریخچهٔ زمانی تغییر مکان جانبی عرشه پل در محل پایهٔ شمارهٔ ٥ را تحت اثر زلزله های نورتریج ۱۹۹٤ و چی چی ۱۹۹۹ در حالت در نظرگیری و **بدون درنظرگیری** اثر اندکنش نشان می‌دهد. چنان که از شکل‌ها پیداست لحاظ کردن اثر اندرکنش موجب تغییر پاسخ عرشه درطول زمان تحریک شده است. این تغییر پاسخ هم در فاز و هم در دامنهٔ پاسخ عرشه به‌وضوح قابل مشاهده است که بیان‌گر تأثیر در نظرگیری اثر خاک زیر پایه‌ها در تحلیل لرزه‌ای پل است.. حداکثر تغییر مکان عرشه در راستای عرضی با درنظرگیری اثر اندرکنش به‌ترتیب برای زلزله‌های نورتریج و چی چی ٦۱٪ و ٦۷٪ نسبت به حالت پایه‌گیردار بیش‌تر بوده است که این امر اهمیت درنظرگیری اثر اندرکنش در تحلیل لرزه‌ای پل‌ها را نشان می‌دهد.

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1399.14.2.4.4]



شکل ٤. تغییر مکان جانبی نسبی عرشهٔ پل نسبت به کلاهک با درنظرگیری و بدون درنظرگیری اثر اندرکنش خاک-سازه تحت اثر زلزله نورتریج ۱۹۹٤

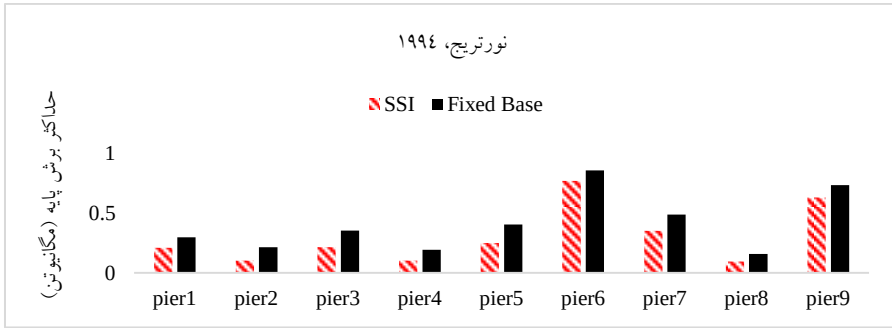


شکل ۵. تغییر مکان جانبی نسبی عرشهٔ پل نسبت به کلاهک با درنظرگیری و بدون درنظرگیری اثر اندرکنش خاک-سازه تحت اثر زلزله چی چی ۱۹۹۹

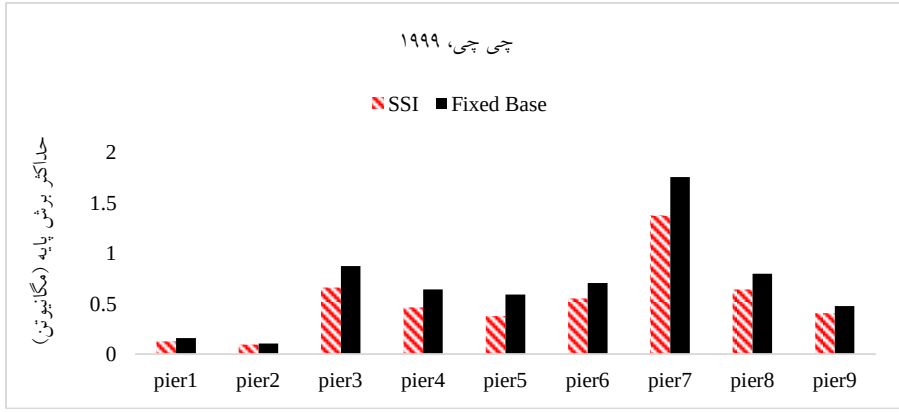
شکل‌های ٦ و ۷ مقادیر حداکثر برش پایه را در دو حالت در نظرگیری و در نظرنگرفتن اثر اندرکنش برای تحریکات ورودی نورتریج و چی چی در راستای عرضی نشان می‌دهد. مقادیر به‌دست آمده نشان می‌دهد که لحاظ کردن اثر اندرکنش در تحلیل لزره‌ای پایه‌های پل باعث کاهش مقادیر برش پایه می‌شود و در نظرنگرفتن آن یعنی تحلیل لرزه‌ای پل در حالتی که پایه‌ها گیردار و صلب فرض شوند موجب به‌دست آمدن پاسخ‌های دست بالای برش پایه می‌شود. این امر با توجه به این‌که در نظرگیری اثر اندرکنش موجب کاهش سختی کلی سیستم و افزایش انعطاف‌پذیری آن می‌شود قابل توجیه است. حداکثر مقدار کاهش برش پایه به‌ترتیب ٦۲٪ و ٥٦٪ برای زلزله‌های نورتریج و چی چی بوده است.

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1399.14.2.4.4]



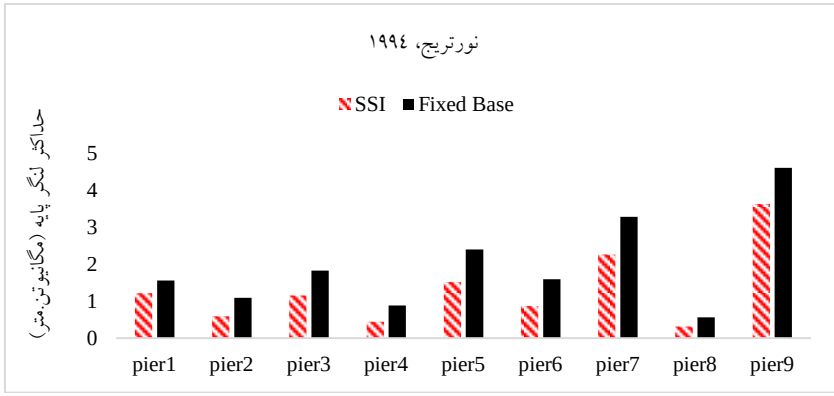
شکل ٦. حداکثر برش پایه برای پایه‌های مختلف با درنظرگیری و بدون درنظرگیری اثر اندرکنش خاک-سازه تحت اثر زلزله نورتریج ۱۹۹٤



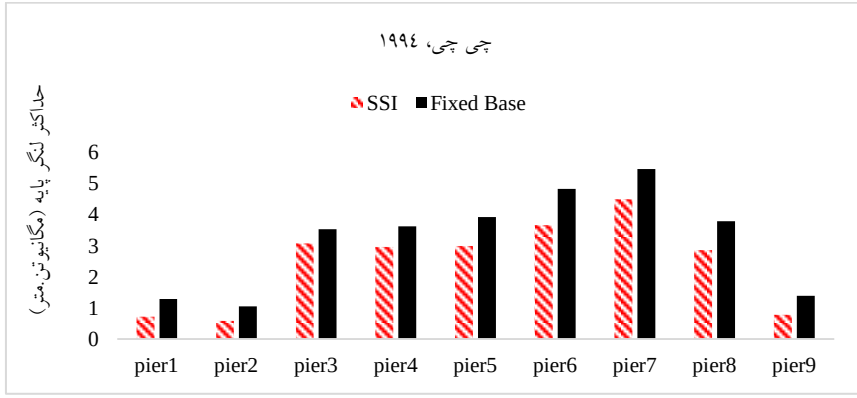
شکل ۷. حداکثر برش پایه برای پایه‌های مختلف با درنظرگیری و بدون درنظرگیری اثر اندرکنش خاک-سازه تحت اثر زلزله چی چی ۱۹۹۹

در شکل‌های ۸ و ۹ مقادیر حداکثر لنگر پایه در راستای عرضی با احتساب اثر اندرکنش و بدون درنظرگیری آن برای پایه‌های مختلف پل تحت تحریکات لرزه‌ای نورتریج و چی چی نمایش داده شده است. چنان‌که مشاهده می‌شود مقادیر حداکثر لنگر پایه نیز مانند مقادیر حداکثر برش پایه در شرایط لحاظ کردن اثر اندرکنش در تحلیل لرزه‌ای کاهش می‌یابند حداکثر مقادیر کاهش ٪۸۹ و ٪۷۷ به‌ترتیب برای زلزله‌های نورتریج و چی چی بوده است.

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1399.14.2.4.4]



شکل ۸. حداکثر لنگر پایه برای پایه‌های مختلف با درنظرگیری و بدون درنظرگیری اثر اندرکنش خاک-سازه تحت اثر زلزله نورتریج ۱۹۹٤



شکل ۹. حداکثر برش پایه برای پایه‌های مختلف با درنظرگیری و بدون درنظرگیری اثر اندرکنش خاک-سازه تحت اثر زلزله چی چی ۱۹۹۹

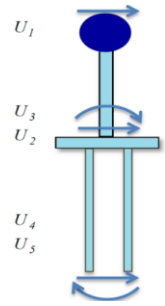
تفاوت چشم‌گیر در مقادیر پاسخ دینامیکی سازه در حالت در نظرگیری و **بدون درنظرگیری** اثر اندرکنش خاک-سازه حاکی از آن است که در نظرنگرفتن این اثر در تحلیل و طراحی لرزه‌ای سازه ممکن است موجب طراحی دست پایین مقاطع عرشه یا دست بالای پایه‌ها و در نتیجه وارد آمدن خسارت به سازه یا هزینه های اضافی در ساخت شود. از این رو چنان‌که در بسیاری از آیین نامه‌ها ی لرزه‌ای تأکید شده است لازم است در شرایط مورد نیاز اثر اندرکنش در طراحی لرزه‌ای بسیاری از سازه‌ها لحاظ شود.

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1399.14.2.4.4]

صحت‌سنجی مدل

با توجه به تأثیر زیاد اثر اندرکنش بر تغییر مقادیر پاسخ دینامیکی سازه لازم است مدل در نظر گرفته شده برای شبیه‌سازی اثر اندرکنش بررسی شده و صحت نتایج به‌دست آمده از آن آزموده شود. برای این منظور پل ملولند واقع در کالیفرنیای آمریکا در جهت عرضی با روش تحلیلی استفاده شده برای مدل‌سازی پل صدر تحلیل شد و نتایج حاصل با نتایج حاصل از ابزارگذاری پل در عرشه و محل اتصال پایه پل با کلاهک گروه شمع مقایسه و ارزیابی شد. مدل تحلیلی پنج درجهٔ آزادی مطابق شکل ۱۰ در نظر گرفته شد. مشخصات دقیق پل ملولند و نتایج ابزارگذاری آن در پژوهش رحمانی و همکاران موجود است [۲۰].



شکل ۱۰. شمای کلی مدل تحلیلی پل ملولند در راستای عرضی

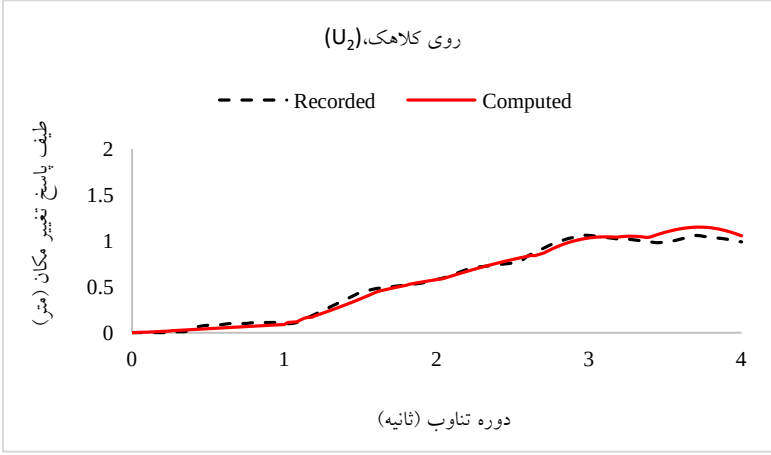
چنان‌که در شکل‌های ۱۱ و ۱۲ مشخص است هم‌خوانی مناسبی بین طیف پاسخ تغییر مکان به‌دست آمده از داده‌های ثبت شده به‌وسیلهٔ اکسلرومترها و محاسبه شده از مدل تحلیلی پیشنهادی وجود دارد. می‌توان نتیجه گرفت که مدل تحلیلی به‌طورکلی کارایی مناسبی در تخمین پاسخ‌های لرزه‌ای روگذر ملولند دارد. هرچند در مدل تحلیلی عدم قطعیت‌هایی در مورد خصوصیات مصالح و ویژگی‌های رفتاری آن‌ها وجود دارد. تفاوت پاسخ‌ها برای شکل‌های ۱۱ و ۱۲ به‌ترتیب ٤٪ و ۷٪ است.

تحلیل شبکهٔ عصبی مصنوعی در پیش‌بینی سختی اندرکنشی گروه شمع–خاک

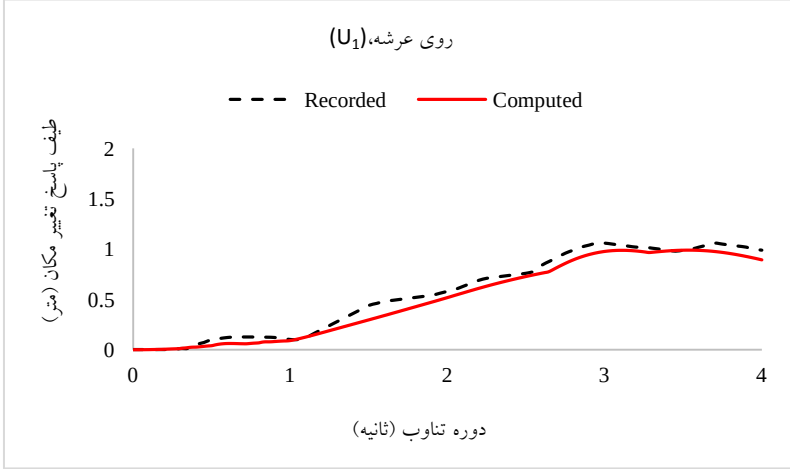
با توجه به این که در پژوهش حاضر برای محاسبهٔ سختی شمع‌ها در عمق، ناشی از اثر اندرکنش خاک–سازه از روش توصیه شدهٔ ای پی آی استفاده شده است، در این بخش اثر پارامترهای مختلف استفاده شده در تعیین سختی مجموعهٔ خاک–گروه شمع، ارزیابی شده

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1399.14.2.4.4]

است. به‌علت این که خاک موجود در محل پی سازهٔ پل صدر غالباً دانه‌ای است از روابط مربوط به این‌گونه خاک‌ها برای تعیین سختی‌های متناسب با عمق استفاده شده است. به‌همین دلیل تأثیر عوامل زاویهٔ اصطکاک داخلی، وزن مخصوص خاک، قطر شمع و مقاومت نهایی در واحد طول بر میزان سختی محاسبه شده در روابط ای پی آی و آنالیز حساسیت برای عوامل نامبرده بررسی و انجام شده است.



شکل ۱۱. طیف پاسخ تغییر مکان در محل اتصال پایه به کلاهک پل ملولند تحت زلزله ایمپریال ولی، ۱۹۷۹



شکل ۱۲. طیف پاسخ تغییر مکان عرشه پل ملولند تحت زلزله ایمپریال ولی، ۱۹۷۹

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1399.14.2.4.4]

در این بررسی از تحلیل شبکه عصبی استفاده شده است. در واقع شبکه‌های عصبی مصنوعی ترکیبی از عناصر ساده‌ای هستند که به‌طور موازی با یک‌دیگر عمل می‌کنند که این عناصر در علم بیولوژی عصب نامیده می‌شوند. در بحث شبکه‌های عصبی، تعدادی مقادیر ورودی و تعدادی مقادیر هدف وجود دارند که یادگیری شبکه با استفاده از آن‌ها انجام می‌شود. هر نرون در یک شبکهٔ عصبی، یک ورودی مانند p و یک خروجی مانند a دارد که به‌وسیلهٔ تابعی محرک (تابع تبدیل)، دو پارامتر ضریب وزن (w) و بایاس (b) به‌هم مرتبط می‌شوند. شبکهٔ چندلایه پیش‌خور که بیش‌ترین کاربرد را در مسائل مهندسی دارد، دارای یک لایه ورودی، یک لایه خروجی و یک یا چند لایه مخفی است که با توجه به مسئله مورد نظر تعداد لایه‌های مخفی تعیین می‌شود. تعداد لایه‌های مخفی حداقل یک است و اثبات شده است که شبکه‌های عصبی سه لایه می‌توانند برای هر مسئله‌ای پاسخ‌گو باشند [۲۱]. البته انتخاب تعداد لایه‌های مخفی متعدد فقط می‌تواند تعداد مراحل آموزش شبکه را تحت تأثیر قرار دهد. هدف اصلی در آموزش شبکه عصبی، تعیین مقادیر ضریب وزن و بایاس در لایه‌های مختلف موجود است. برای رسیدن به این منظور داده‌های موجود به دو گروه آموزش و آزمون تقسیم می‌شوند و شبکه با داده‌های آموزشی، برای دست یافتن به خطای حداقل آموزش می‌بیند و با داده‌های آزمون مقدار خطا کنترل شده و حالت بهینه انتخاب می‌شود.

۱. انتخاب بهترین آرایش شبکه

برای این منظور به‌ترتیب ٦۰، ۲۰، ۲۰درصد داده‌ها برای آموزش، ارزیابی و آزمون شبکه استفاده شد. در واقع بر اساس روش ای پی آی در محاسبهٔ سختی اندرکنشی سیستم خاک-شمع برای مقادیر ورودی مختلف نشان داده شده در شکل ۱۳ برای ۵۰ حالت مختلف مقادیر سختی که همان خروجی برنامه شبکهٔ عصبی است، محاسبه شد و سپس به‌عنوان بانک داده‌ها برای آموزش، ارزیابی و آزمون شبکه استفاده شد. اساس آموزش شبکه‌های عصبی بر مبنای آزمون و خطا است تا بهترین آرایش شبکه با تغییر تعداد لایه‌های پنهان و نرون‌های آن‌ها، تابع فعالیت، الگوریتم آموزش و تعداد تکرار در مرحله آموزش برای برآورد پارامتر خروجی مورد نظر ارائه شود. مبنای تصمیم‌گیری برای انتخاب بهترین شبکه در هر بار اجرای برنامه

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1399.14.2.4.4]

پارامتر ضریب هم‌بستگی R^2 و کم‌ترین میزان مربعات خطا[1] است که در زیر ارائه شده است [۲۲].

$$R^2 = 1 - \left[\frac{\sum_1^N (Q_{exp} - Q_{cal})^2}{\sum_1^N (Q_{exp} - \bar{Q}_{exp})^2}\right] \quad (۷)$$

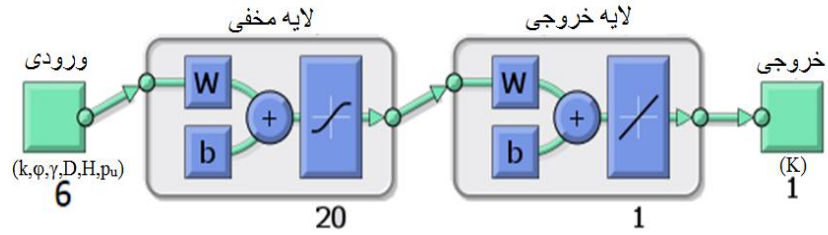
$$MSE = 1/n[\sum_1^n (Q_{exp} - Q_{cal})^2] \quad (۸)$$

در این روابط Q_{exp} مقادیر مشاهده شده، $\bar{Q}_{exp}$ میانگین مقادیر مشاهده شده، Q_{cal} مقادیر پیش‌بینی شده، N تعداد نمونه‌ها در لایه خروجی، p تعداد متغیرهای خروجی و n تعداد داده‌ها است[۲۲].

در بهترین نتیجه به‌دست آمده R^2=۰/۹۹ و MSE=۰/۰۰۰۰۰۰۸۸ به‌دست آمد که به‌عنوان بهترین شبکه استفاده شد.

۲. مدل‌سازی شبکهٔ عصبی و ایجاد پایگاه داده

در این مرحله به تبیین و ارزیابی اثر پارامترهای مختلف استفاده شده در تعیین سختی مجموعهٔ خاک-شمع می‌پردازیم. نوع شبکه طراحی شده شبکه عصبی پیش‌خور چندلایه بود که در آن ارتباط نرون فقط از یک نرون لایه ورودی به دیگر نرون لایه مخفی یا از یک نرون لایه مخفی به نرون در لایه خروجی امکان‌پذیر است و نرون‌های داخل یک لایه با هم ارتباط ندارند. برای مدل‌سازی از نرم‌افزار متلب نسخه ۱۰ استفاده شد.



شکل ۱۳. نمودار شبکه عصبی چند لایه استفاده شده

شکل ۱۳ شبکهٔ عصبی چندلایه طراحی شده در این مقاله را نشان می‌هد که پارامترهای استفاده شده در لایهٔ ورودی، مدول عکس‌العمل اولیه بستر، زاویهٔ اصطکاک داخلی، وزن مخصوص خاک، قطر شمع، عمق، تغییرات مقاومت نهایی در واحد طول و میزان سختی

1. MSE

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1399.14.2.4.4]

نهایی که همان سختی جانبی اندرکنشی خاک–شمع است، در لایهٔ خروجی قرار دارد. با استفاده از روش سعی و خطا و مشاهده عملکرد آموزش شبکه‌ها بهترین ساختار انتخاب شد [۲۳]. بعد از مرحله پیش پردازش تلاش‌های زیادی در راستای کاهش تابع خطای آموزش شبکه‌ها با افزایش تعداد لایه‌های مخفی و تعداد نرون‌های آن‌ها انجام شد. نتایج نشان دادند که افزایش تعداد لایه‌های مخفی (بیش از یک لایه مخفی) تابع خطای شبکه‌ها را به‌صورت چشم‌گیری کاهش نداد، ولی تغییر تعداد نرون‌های لایهٔ مخفی هر دو نوع شبکه ارائه شده به‌میزان معینی تابع خطای آنها را تا حدی تغییر داد.

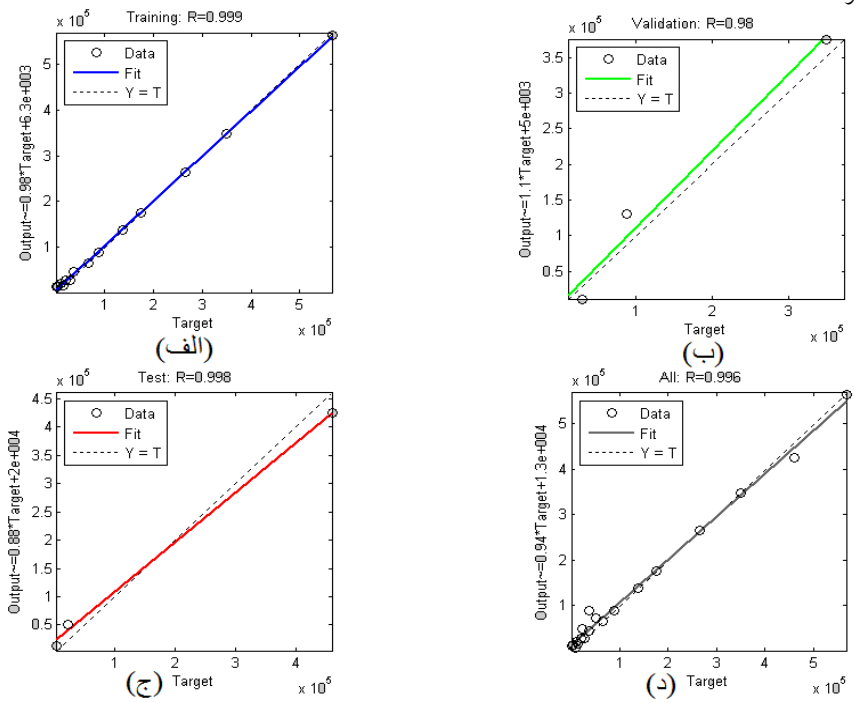
بهترین مدل شبکه عصبی پیش‌خور با توپولوژی ۱–۲۰–٦ با استفاده از تابع فعال‌سازی تانژانت سیگموئید هیپربولیکی، و الگوی لونبرگ مارکوارت و چرخهٔ یادگیری ۸٤ چرخه آموزش ارائه شد که دارای کم‌ترین میانگین مربعات خطا و بهترین ضریب رگرسیون بود. مقدار ضریب تبیین و کم‌ترین میزان مربعات خطای این شبکه عصبی پیش‌خور به‌ترتیب ۰/۹۹ و ۰/۰۰۰۰۰۰۸۸ بود. نتایج تجزیه و تحلیل نشان داد که شبکه عصبی پیش‌خور ابزاری قدرتمند برای پیش‌بینی میزان سختی جانبی جدارهٔ شمع است.

در شکل ۱٤ نمودارهای الف، ب، ج و د به‌ترتیب مطابقت مدل با داده‌ها را برای داده‌های در نظر گرفته شده برای آموزش، ارزیابی، آزمون و کل دادها نشان می‌دهد. با توجه به این که اعتبار نتایج به‌دست آمده از تحلیل شبکهٔ عصبی ٪۹۸ بوده است می‌توان نتایج آن را استفاده کرد.

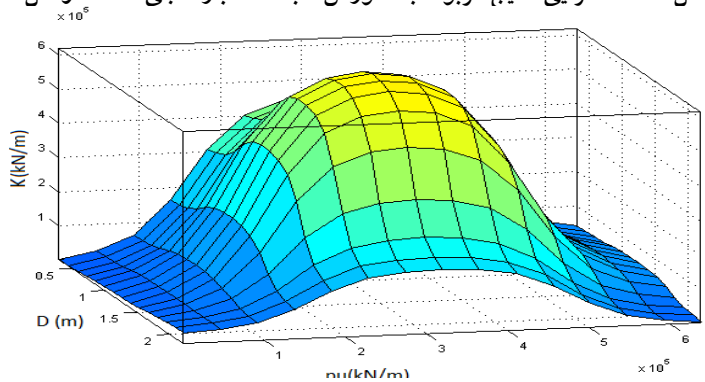
چنان‌که نمودار ۱۵ در بررسی تأثیر قطر شمع و مقاومت نهایی بر سختی سیستم خاک–شمع نشان می‌دهد، در محدودهٔ مقاومت نهایی ۲۰۰ تا ۵۵۰ مگانیوتن بر متر می‌توان گفت قطر شمع اگر بین ۰/۵ تا ۱ متر باشد تأثیر چندانی بر سختی ندارد. با افزایش قطر شمع از ۱ تا ۱/۵ متر سختی افزایش می‌یابد و از ۱/۵ تا ۲ متر سختی کاهش می‌یابد. علت کاهش سختی اندرکنشی با افزایش قطر شمع، افزایش صلبیت شمع در این حالت است که رفتار پی شمع‌دار را به‌سمت رفتار صلب سوق می‌دهد و در این صورت تأثیر اندرکنش و سختی خاک کم‌تر می‌شود. تأثیر قطر شمع بر سختی در مقاومت نهایی بین ۳۲۰ تا ۵۰۰ مگانیوتن بر متر بیش‌تر از سایر مقادیر است. اختلاف مقدار سختی محاسبه شده برای قطر ۱/۲ متر در محدودهٔ

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1399.14.2.4.4]

مقاومت نهایی بین ۵۰۰ تا ۶۰۰ مگانیوتن بر متر، ٪۹۲ است. اختلاف مقدار سختی محاسبه شده برای مقاومت نهایی ۴۰۰ مگانیوتن بر متر در محدودهٔ مقادیر قطر شمع بین ۰/۵ تا ۲ متر ٪۶۷ است.



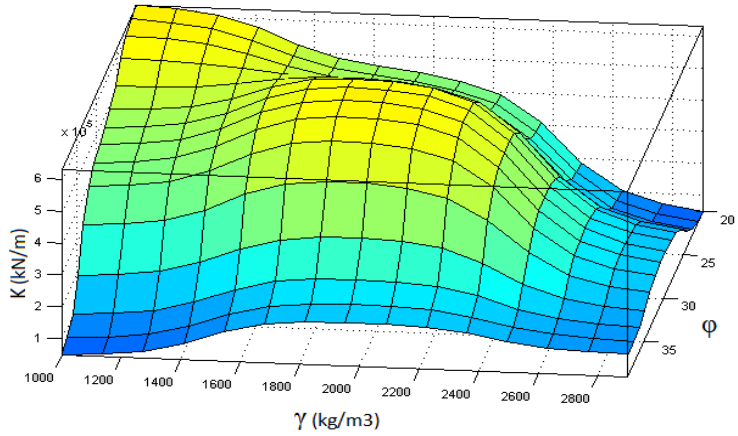
شکل ۱۴. همگرایی نتایج مربوط به آموزش شبکه، اعتبارسنجی، تست و کل نتایج



شکل ۱۵. تأثیر قطر شمع و مقاومت نهایی در واحد طول بر سختی سیستم خاک–شمع

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1399.14.2.4.4]

نمودار ۱۶ بیان‌گر تأثیر زاویهٔ اصطکاک داخلی و وزن مخصوص خاک بر میزان سختی سیستم شمع-خاک است. در محدودهٔ وزن مخصوص بین ۱۴۰۰ تا ۲۴۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب با افزایش زاویهٔ اصطکاک داخلی از ۲۰° تا ۳۰° سختی افزایش و از ۳۰° تا ۳۸° سختی کاهش می‌یابد. در حقیقت با افزایش زاویهٔ اصطکاک داخلی رفتار خاک به‌تنهایی سخت‌تر می شود اما رفتار اندرکنشی خاک و شمع در این حالت به‌دلیل افزایش تشایه در سختی مصالح نرمتر می‌شود. در φ=۳۰° اختلاف مقدار سختی در وزن مخصوص‌های مختلف ٪۷۲ و در وزن مخصوص ۱۹۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب اختلاف سختی در زوایای اصطکاک مختلف ٪۶۳ است. به‌عبارت دیگر تغییر وزن مخصوص (۱۴۰۰ تا ۲۴۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب) به‌میزان ٪۲۰ می‌تواند منجر به تغییر سختی از ۰ تا ٪۷۰ شود. هم‌چنین تغییر زاویهٔ اصطکاک داخلی به‌میزان ٪۲۰ می‌تواند موجب تغییر سختی بین ٪۱تا ٪۲۵ شود.

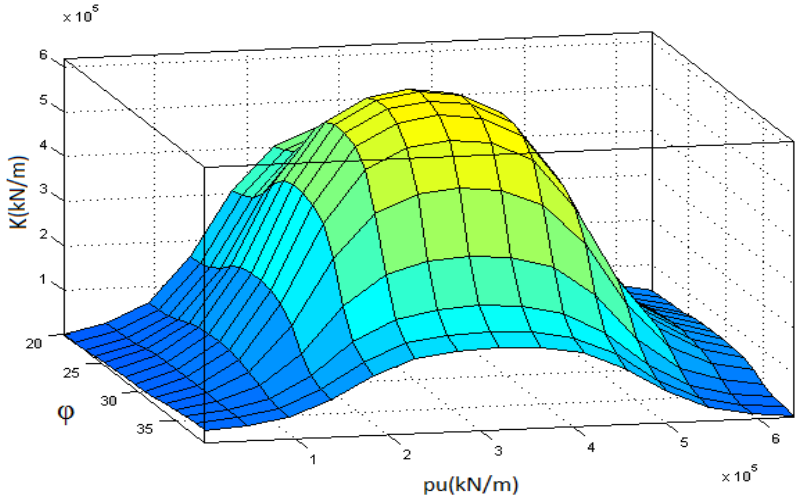


شکل ۱۶. تأثیر وزن مخصوص و زاویهٔ اصطکاک داخلی خاک بر سختی سیستم خاک-شمع

در نمودار ۱۷ تأثیر مقاومت نهایی در واحد طول و زاویهٔ اصطکاک داخلی بر سختی سیستم خاک-شمع ارزیابی شده است. در محدودهٔ مقاومت نهایی در واحد طول بین ۰ تا ۱۰۰ کیلونیوتن بر متر میزان زاویهٔ اصطکاک داخلی تأثیر چندانی بر محاسبهٔ میزان سختی ندارد چنان‌که برای محدودهٔ ۵۵۰ تا ۶۵۰ کیلونیوتن بر متر تأثیر چشم‌گیری بر نتایج نداشته است. اما در محدودهٔ ۱۰۰ تا ۵۵۰ کیلونیوتن بر متر ابتدا با افزایش زاویهٔ اصطکاک داخلی از ۲۰° تا ۳۳° سختی افزایش می‌یابد و سپس کاهش خواهد داشت. در pu=۴۰۰ کیلوگرم بر

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1399.14.2.4.4]

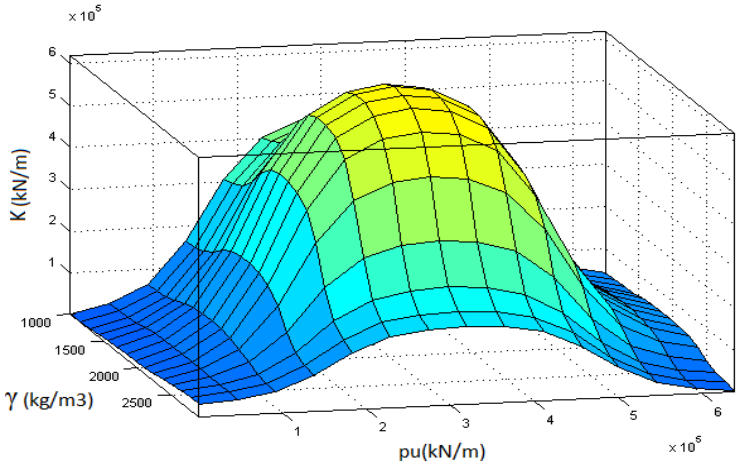
متراختلاف میزان سختی در زاویهٔ اصطکاک‌های داخلی مختلف ٪۶۱ است. ٪۲۵ تغییر در میزان مقاومت نهایی در واحد طول منجر به ۰ تا ٪۷۵ تغییر در میزان سختی محاسبه شده می‌شود و تغییر ٪۲۰ در میزان زاویهٔ اصطکاک داخلی باعث ایجاد ۰ تا ٪۲۰ تغییر در محاسبهٔ سختی می‌شود.



شکل ۱۷. تأثیر زاویهٔ اصطکاک داخلی خاک و مقاومت نهایی در واحد طول بر سختی سیستم خاک–شمع

در نمودار ۱۸ تأثیر مقاومت نهایی در واحد طول و وزن مخصوص خاک بر سختی سیستم خاک–شمع بررسی شده است. در محدودهٔ مقاومت نهایی واحد طول بین ۰ تا ۱۰۰ کیلوگرم بر متر و ۵۵۰ تا ۶۰۰ کیلوگرم بر متر تغییرات وزن مخصوص تأثیر چندانی بر سختی ندارد اما بین این محدوده ابتدا با افزایش وزن مخصوص تا ۲۲۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب سختی افزایش یافته و سپس کاهش می‌یابد. به‌طور مثال در pu=۴۰۰ کیلونیوتن بر متر تغییرات سختی نسبت به تغییرات وزن مخصوص، ٪۲۵ و در γ=۲۰۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب تغییرات سختی نسبت به تغییرات مقاومت نهایی واحد طول از ۲۰۰ تا ۵۰۰ کیلونیوتن بر متر، ٪۸۰ است. با توجه به نمودار، ٪۲۵ تغییر در میزان مقاومت نهایی در واحد طول منجر به ۰ تا ٪۹۵ تغییر در میزان سختی برای مقاومت‌های نهایی مختلف شود و ٪۳۰ تغییر در میزان وزن مخصوص باعث ۰ تا ٪۴۷ تغییر در میزان سختی می‌شود.

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1399.14.2.4.4]



شکل ۱۸. تأثیر وزن مخصوص خاک و مقاومت نهایی در واحد طول بر سختی سیستم خاک-شمع

با توجه به نمودارهای ۱۵ تا ۱۸ که نشان می‌دهد انتخاب داده‌های ورودی می‌تواند تغییر زیادی در سختی اندرکنشی محاسبه شده ایجاد کند، می‌توان گفت که تعیین خارج از محدودهٔ واقعیت برای هر یک از پارامترهای مؤثر در محاسبهٔ سختی سیستم خاک-شمع می‌تواند منجر به افزایش تقریب یا حتی تخمین غیرواقعی سختی سیستم خاک-شمع بشود. البته با توجه به این که اصولاً پیش‌بینی رفتار اندرکنشی خاک و سازه مسئله‌ای قطعی نیست و نیز این که تعیین نزدیک به واقعیت پارامترهای فوق با توجه به‌وجود آزمایش‌های نسبتاً دقیق صحرایی و آزمایشگاهی کار چندان مشکلی نیست، می‌توان با استفاده از تحلیل شبکهٔ عصبی مقدار سختی سیستم خاک- شمع را برای هر رنج داده به راحتی به‌دست آورد. لازم به ذکر است که بر اساس نتایج به‌دست آمده سختی سیستم بیش‌ترین حساسیت را به عامل مقاومت نهایی در واحد طول و کم‌ترین حساسیت را به قطر شمع دارد. عوامل زاویهٔ اصطکاک داخلی و وزن مخصوص خاک نیز در ترکیب با عوامل دیگر اگر در رنج واقعی انتخاب نشوند می‌توانند منجر به تخمین دور از واقعیت سختی شوند. در هر حال با توجه به اعتبار مناسب نتایج به‌دست آمده می‌توان از نتایج فوق برای محاسبهٔ سریع و دقیق سختی سیستم خاک شمع به شرط صحیح بودن پارامترهای ورودی استفاده کرد.

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1399.14.2.4.4]

بحث و نتیجه‌گیری

در این پژوهش ابتدا اهمیت در نظرگیری اثر اندرکنش خاک–سازه بر پاسخ دینامیکی پل صدر بررسی شد. سختی دینامیکی خاک اطراف گروه شمع بر اساس روش خطی معادل و استفاده از فنرهای p-y محاسبه شد و بدین‌ترتیب اثر خاک زیرسازه در تحلیل دینامیکی سیستم لحاظ شد. با توجه به این‌که برای در نظر گرفتن اثر اندرکنش سختی خاک اطراف گروه شمع با فنرهای p-y معادل‌سازی شد، در ادامه روش شبکهٔ عصبی مصنوعی برای پیش‌بینی سختی معادل گروه شمع–خاک بر اساس پارامترهای ورودی مختلف و تحلیل حساسیت سختی محاسبه شده نسبت به مقادیر ورودی مختلف استفاده شد. نتایج حاصل بدین‌شرح است:

۱. نتایج به‌دست آمده نشان داد که لحاظ کردن اثر اندرکنش اگرچه باعث افزایش تغییر مکان نسبی عرشه می‌شود، اما کاهش حداکثر برش پایه و لنگر پایه را نیز به‌همراه دارد. این مطلب حاکی از آن است که در نظرگیری حداکثر برش و لنگر پایه در شرایط اندرکنش ممکن است موجب طراحی لرزه‌ای در جهت اطمینان نباشد هرچند که به واقعیت نزدیک‌تر است.

۲. در خاک‌های سخت با افزایش قطر شمع در محدودهٔ قطری ۱ تا ۱/۵ متر سختی گروه شمع–خاک افزایش می‌یابد. این در حالی است که در محدودهٔ قطری ۰/۵ تا ۱ متر قطر شمع تأثیر چندانی بر سختی سیستم نداشته و هم‌چنین در محدودهٔ قطری ۱/۵ تا ۲ متر با افزایش قطر شمع سختی سیستم کاهش می‌یابد.

۳. در مورد پارامترهای وزن مخصوص و زاویهٔ اصطکاک داخلی خاک می‌توان گفت که تغییر وزن مخصوص خاک نسبت به زاویهٔ اصطکاک داخلی به مراتب تأثیر بیش‌تری بر تغییر سختی سیستم گروه شمع–خاک دارد به‌طوری‌کلی افزایش وزن مخصوص در محدودهٔ ۱۰۰۰ تا ۲۳۰۰ (کیلوگرم بر مترمکعب) موجب افزایش سختی سیستم می‌شود.

٤. به‌طورکلی مقاومت نهایی واحد طول خاک در محدودهٔ بین مقادیر ۱۰۰ تا ۵۵۰ (کیلونیوتن بر متر) تأثیر زیادی بر سختی سیستم دارد. این تأثیر در محدودهٔ مقاومت نهایی در واحد طول بین ۱۰۰ تا ۲۲۰ (کیلونیوتن بر متر) به‌صورت افزایش مقدار سختی اندرکنشی سیستم روه شمع–خاک و در محدودهٔ ۲۲۰ تا ۵۵۰ (کیلونیوتن بر

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1399.14.2.4.4]

متر) به‌صورت کاهش سختی سیستم است. مقادیر مقاومت نهایی در واحد طول خارج از محدودهٔ مذکور تأثیر چندانی بر تغییر سختی اندرکنشی سیستم ندارد.

۵. روش شبکهٔ عصبی مصنوعی روشی کارآمد و جدید در پیش‌بینی مقادیر سختی سیستم گروه شمع–خاک بر اساس مقادیر ورودی مختلف است که تاکنون استفاده نشده است. به‌طوری‌که با در دست داشتن مشخصات فیزیکی و مکانیکی خاک و هم‌چنین مشخصات هندسی شمع‌ها می‌توان مقادیر سختی اندرکنشی را به‌راحتی و با دقت مناسب پیش‌بینی کرد.

٦. با توجه به نتایج و نمودارهای به‌دست آمده از مدل شبکه عصبی که عمدتاً حالت سینوسی دارند می‌توان مقادیر بهینه قطر شمع، وزن مخصوص خاک و زاویهٔ اصطکاک داخلی را برای رسیدن به‌میزان سختی اندرکنشی بهینه به‌دست آورد. هم‌چنین برای هر ساختگاه می‌توان عمق شمع‌ها را برای رسیدن به سختی مناسب به‌صورت بهینه تخمین زد.

۷. با وجودی که مسئلهٔ محاسبهٔ سختی اندرکنشی خاک–شمع دارای حل مسقیم است، اما بهره‌گیری از مدل شبکهٔ عصبی ارائه شده می‌تواند در پیش‌بینی مقادیر بهینه قطر و طول شمع برای دست‌یابی به سختی حداکثر سیستم خاک–شمع بسیار کمک کننده باشد به‌ویژه در مورد پل‌های طویل تأثیر چشم‌گیری در کاهش هزینه‌ها و طراحی لرزه‌ای بهینه پل دارد.

منابع

1. Chouw N., Hao H., "Significance of SSI and nonuniform near- fault ground motions in bridge response I: Effect on response with conventional expansion joint", Engineering structures. Vol. 30 (2008) 141-153.

2. Soyluk K., Sicacik E. A., "Soil-structure interaction analysis of cable-stayed bridges for spatially varing ground motion components", Soil dynamics and earthquake engineering. Vol. 35 (2012) 80-90.

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1399.14.2.4.4]

3. Chowdhury I., Tarafdar R., Ghosh A., Dasgupta P. S., "Dynamic soil-structure interaction of bridge piers supported on well foundation", Soil Dynamics and Earthquake Engineering. Vol. 97 (2017) 251-265.
4. Carbonari S., Morici M., Dezi F., Gara F., Leoni G., "Soil-structure interaction effects in single bridge piers founded on inclined pile groups", Soil Dynamics and Earthquake Engineering. Vol. 92 (2017) 52-67.
5. Pacheco G., "Dynamic lateral response of single piles considering soil inertia contribution", Ph.D Dissertation, University of Puerto Rico. Puerto Rico (2006).
6. Maravas A., Mylonakis G., Karabalis D. L., "Soil Dynamics and Earthquake Engineering", Vol. 61-62 (2014) 29-39.
7. Raheem S. E. A., Hayashikawa T., "Soil-structure interaction modeling effects on seismic response of cable-stayed bridge tower", International Journal of Advanced Structural Engineering (2013) 5-8.
8. Carbonari S., Morici M., Dezi F., Gara F., Leoni G., "Soil-structure interaction effects in single bridge piers founded on inclined pile groups", Soil Dynamics and Earthquake Engineering. Vol. 92 (2017) 52-67.
9. Gholami R, Shirgir V, Ghanbari A, Shahrouzi M., "A new analytical model for estimating the natural frequency of pile-supported bridge", Transportation Infrastructure Geotechnology, 5 (2) (2018) 75-92.
10. Shirgir V, Ghanbari A, Shahrouzi M., "Natural frequency of single pier bridges considering soil-structure interaction", Journal of Earthquake Engineering, 20 (2016) 611-632.

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1399.14.2.4.4]

11. Ahmad I., El Naggar M. H., Khan A. N., "Artificial neural network application to estimate kinematic soil pile interaction response parameters", Soil D Dynamics and Earthquake Engineering, 27 (2007) 892-905.
12. Ismail A., Jeng D. S., "Modelling load–settlement behaviour of piles using high-order neural network (HON-PILE model)", Engineering Applications of Artificial Intelligence, 24 (2011) 813-821.
13. Tarawneh B., "Pipe pile setup: Database and prediction model using artificial neural network", Soils and Foundations, 53 (4) (2013) 607-615.
14. Momeni E., Nazir R., Armaghani D. J., Maizir H., "Application of Artificial Neural Network for Predicting Shaft and Tip Resistances of Concrete Piles", Earth Sciences Research Journal, 19 (1) (2015) 85-93.
15. Baiziar M. H., Azizkandi K. S., Kashkooli A., "Prediction of pile settlement based on cone penetration test results: An ANN approach", KSCE Journal of Civil Engineering, 19(1) (2015) 98-106.
16. API. "Recommended practice for planning, designing, and constructing fixed offshore platforms", American Petroleum Institute. Section 6.8 Soil reaction for Laterally Loaded Piles. USA (2007).
17. AASHTO, "LRFD Bridge Design Specifications", American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington DC. USA (2012).
18. GEOSPECRTA, "A division of Kleinfelder, Inc. Design manual", Foundation stiff-nesses under seismic loading. Washington State Department of Transportation. USA (1997).
19. Datta T. K., "Seismic analysis of structures", John Wiley & Sons (Asia) Pte Ltd, 2 Clementi Loop, 02-01, Singapore (2010).

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1399.14.2.4.4]

20. Rahmani A., Taiebat M., Finn L. W. D., Ventura C. E., " Evaluation of substructuring method for seismic soil-structure interaction analysis of bridges", Soil Dynamics and Earthquake Engineering. Vol. 90 (2016) 112-127.

21. Tang R., Deb S., Vasilakos A. V., Millham R., "Dynamic group optimization algorithm for training feed-forward neural networks", Nero Computing. In press (2018).

22. Mangalathus S., Heo G., Jeon J. S., "Artifical neural network based multi-dimensional fragility development of skewed concrete bridge classes", Engineering structures. Vol. 162 (2018) 166-176.

23. Tetko I. V., Alessandro E., Villa P., "Efficient partition of learning data sets for neural network training", Neural Networks. Vol. 10 (8) (1997.) 1361-1374.

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1399.14.2.4.4]