مجله علمی - پژوهشی مهندسی عمران مدرس دوره بیست و سوم، شماره ۳، سال ۱۴۰۲



تعیین شاخص خرابی سازههای سهبعدی فولادی مجاور هم با در نظر گرفتن تأثیر اندرکنش سازه-خاک-سازه و بررسی عملکرد آنها در حوزه زمان و فرکانس

فرزانه نباتی'، محمد ایمان خداکرمی'

۱- دانشجوی دکتری مهندسی عمران-زلزله، دانشکده مهندسی عمران دانشگاه سمنان
 ۲- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران دانشگاه سمنان،

Khodakarami@semnan.ac.ir

تاریخ دریافت ۱٤۰۱/۰۹/۲۰ تاریخ پذیرش ۱٤۰۱/۰۹/۲۰

چکیدہ

ارزیابی سازههای آسیبدیده در حین زلزلههای دهه اخیر مشخص کرده که اندرکنش خاک-سازه و مجاورت سازهها ازجمله عواملی هستند که بر میزان آسیبهای جانی، مالی و تخریب سازهها اثر بسزایی دارند. در این مقاله عملکرد لرزهای سازه سهبعدی فولادی به تنهایی روی خاک (اندرکنش خاک-سازه) با عملکرد همان سازه در مجاورت سازهای مشابه با سازه اولیه روی خاک (اندرکنش سازه-خاک-سازه) مقایسه شدهاست. برای دستیابی به این هدف مدل سهبعدی از سازه فولادی شش طبقه با پلان متقارن و سیستمهای باربر جانبی قاب خمشی و قاب مهاربندی شده طراحی شده است. خاک در این مقاله از نوع سست فرض شده و مدلسازی خاک با استفاده از روش زیرسازه (فنر غیرخطی وینکلر) انجام شده است. برای انجام تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، ۱۱ زلزله استفاده شده است. تنایج به دست آمده از تحلیلهای تاریخچه زمانی مشخص کرده که اندرکنش سازه-خاک-سازه موجب افزایش دامنه تغییرمکانی بام سازه مشخص کرده که اندرکنش سازه-خاک-سازه باعث افزایش در دامنه چگالی طیفی (به طور متوسط ۲/۱۶ در مده تغییرمکانی بام سازه مشخص کرده که اندرکنش سازه-خاک-سازه باعث افزایش در دامنه چگالی طیفی (به طور متوسط ۲/۱۶ درصد افزایش دامنه تغییرمکانی بام سازه عیفی اتفاق افتاده است) و تغییرات در فرکانس غالب مجموعه سازه و خاک شده که نیاز به بررسی بیشتری دارد. از طرف دیگر تحلیل نایج در شتاب طیفی برابر با یک مشره رده است که اندرکنش سازه-خاک-سازه بولور متوسط ۲/۱۶ درصد افزایش دامنه چگالی طیفی اتفاق افتاده است) و تغییرات در فرکانس غالب مجموعه سازه و خاک شده که نیاز به بررسی بیشتری دارد. از طرف دیگر تحلیل نایج در شتاب طیفی برابر با یک مشخص کرده است که اندرکنش سازه-خاک-سازه به طور متوسط تا ۳۲ درصد شاخص خرابی سازه

واژگان كليدى: اندركنش خاك-سازه، اندركنش سازه-خاك-سازه، شاخص خرابي، تحليل ديناميكي غيرخطي، سازه فولادي

مطالعات فراوانی در ارتباط با اندرکنش خاک-سازه انجامشده و از طریق این بررسیها و ارزیابیها مفاهیم زیادی در ارتباط

۱- مقدمه

تعيين شاخص خرابي سازههاي سهبعدي فولادي مجاور هم با در ...

یین مین روی و ی و ی ب و ی ب و ی ب و ی ب و ی ب و ی ب و ی ب و با این پدیده و تأثیرات آن بر عملکرد لرزهای سازه ها مشخص شده است که اندرکنش خاک-سازه غیرخطی موجب تغییر در برش درون طبقه و برش پایه سازه با قاب خمشی ویژه فولادی میشود و مد نظر قرار ندادن این امر موجب ایمنی سازه در حین زلزله را کاهش میدهد. ارزیابی ها و بررسی ها در مطالعات دیگر این حوزه مشخص کرده که با سست شدن خاک تغییر مکان کلی سازه، شاخص خرابی و تقاضای لرزهای آن افزایش می یابد [2-5].

در روش مرسوم طراحی سازه در آیین نامهها و استانداردها، عملکرد سازه بهصورت تنها و جدا از سازههای مجاور خود و خاک تحلیل و ارزیابی میشود. این در حالی است که در واقعیت سازهها در فواصل بسیار کم از هم و روی خاک قراردارند و نادیده گرفتن این دو مولفه باعث حذف آثار اندركنش سازه-خاك-سازه مي شود. مفاهيم اوليه پديده اندرکنش سازه-خاک-سازه در مطالعات واربورتون و همكارانش [6] لوكو و كونتس [7]، كوبوري و همكاران [8]، تريانتافيليديس و پرانگه [9 و 10]، لايزمر و همكاران [11] و ماتیسن و مک کالدن [12] آغاز و گسترش پیدا کرد. در دهه اخیر پژوهشها در ارتباط با این پدیده افزایش یافته، برای نمونه در حوزه مطالعات تجربي اندركنش سازه-خاك-سازه مي توان به مطالعات صورت گرفته توسط کیتادا و همکارانش [13]، هانس و همکارانش [14]، یانو و همکارانش [15] و لی و همكارانش [16] اشاره كرد. برخي از محققين مانند الدايخ و همکارانش [17] در کنار توسعه مدل های آزمایشگاهی، مطالعات را در حوزه اجزا محدود و اجزا مرزی توسعه دادند. پژوهش ها با استفاده از روش اجزای محدود [18-20]، اجزای مرزی [21-23] و روش های ترکیبی (اجزای محدود و اجزای مرزی) [24-26] به نسبت روش های آزمایشگاهی گسترش بیشتری داشتهاست. در این مطالعات پارامترهایی مانند فاصله بین دو سازه، چگونگی قرارگیری دو سازه نسبت به هم، نسبت ارتفاعی سازهها، ویژگیهای دینامیکی هر سازه، نوع خاک و نسبت ابعادي سازهها (ارتفاع به عرض سازه)، به عنوان مولفه-های موثر بر اندرکنش سازه-خاک-سازه، معرفی شده است.

به علت پیچیدگیهای موجود در بخش مدلسازی و هزینههای بالای محاسباتی، معمولا رفتار خاک خطی و در اندک مواردی روشمدلسازی شبه خطی و یا غیرخطی برای مدلسازی خاک استفاده شده است [27، 28 و 29].

نتایج حاصل شده از مدلسازی سازهها با ارتفاع غیریکسان در کنار یکدیگر روی خاک مشخص کرده که پاسخ تغییر مکانی سازه بلندتر بین ۱۵۰ تا ٤٠٠ درصد افزایش یافته و پاسخ سازه کوتاههر نیز بین ۷۰- تا ٤٠ درصد تغییر میکند. از طرف دیگر هر چه فاصله بین دو سازه کاهش یابد، آثار اندرکنش سازه-خاک-سازه افزایش می یابد. همچنین پدیده اندرکنش سازه-خاک-سازه به طور میانگین موجب افزایش پیچش طبقات سازه تا ٤٥ درصد مي شود [17 و 22 و 32]. ارزيابي مطالعات اشاره شده مشخص کرده که در بیشتر آنها عملکرد قابها به صورت دوبعدی انجام شده و یا از مدلهای تقلیل مرتبه یافته (جرم و فنر) استفاده شده و تعداد تحقیقاتی که به بررسی عملکرد سازه سهبعدی روی خاک پرداخته شده باشد بسیار محدود است وليكن در مطالعه جونگ و النشايي [33] بيان شده كه رفتار فضایی سازهها و دوبعدی آنها با هم متفاوت بوده و برای دستیابی به عملکردی مشابه با آنچه در واقعیت اتفاق بیافتد نیاز است تا چگونگی جزئیات بیشتری مانند تاثیر قابہا بر یکدیگر در روند مدلسازی لحاظ شود. با توجه به مطالب بیان شده مشخص شد که مطالعات در حوزه بررسی سطح آسیب و شاخص خرابی سازه با در نظر گرفتن اندرکنش سازه-خاک-سازه بسيار محدود است.

هدف این مقاله مقایسه عملکرد لرزهای و برآورد شاخص خرابی سازه فولادی (سهبعدی) با اندرکنش سازه-خاک-سازه و اندرکنش خاک-سازه است. پس در ابتدا سازه فولادی ٦ طبقه، با سیستمهای باربر جانبی قاب خمشی و قاب مهاربندیشده طراحی و در ادامه مدل غیرخطی آنها در نرمافزار اپنسیس ایجاد شده است. در گام بعدی تحلیل دینامیکی غیرخطی روی مدلها انجام و پاسخ دینامیکی شامل تغییر مکان بام، تغییر مکان نسبی طبقات جمعاوری شده است. از این نتایج برای محاسبه شاخص خرابی سازه استفاده گردید. دوره بیست وسوم شماره ۳/ سال۱٤۰۲

1	t	\$	\$	\$
1	1	\$	\$	1
1	1	5	\$	1
1	1	1	1	1

ب: پلان سازه

Fig. 1. The geometry and plan of the structure

مدلسازی غیرخطی خاک و سازه در نرمافزار اپنسیس [36] انجام شده است. در این مدلسازی هم غیرخطی شدن مصالح و هم غیرخطی شدن هندسی مد نظر قرار گرفته است. برای مدلسازی رفتار غیرخطی المانهای تیر قاب خمشی از مفصل پلاستیک متمرکز استفادهشده و مدلسازی رفتار غیرخطی المانهای مهاربند با استفاده از روش فایبر صورت گرفته شده که از مصالح چندخطی تنش-کرنش مطابق با شکل (۳) استفاده شده است. دراین مقاله رفتار المانهای ستون خطی فرض شده است. منحنی سادهسازی شده لنگر-دوران که در استاندارد ASCE41 [41] برای مدلسازی مفصل پلاستیک منحنی لنگر-دوران پیشنهاد شده در شکل (٥) آورده شده است. مقادیر a، b و c در این شکل تابعی از فشردگی لرزهای مقطع و طول مهاري المان است. براي مقاطع فشرده لرزهاي I شكل با طول مهاری کافی، بر طبق استاندارد ASCE41، b=110y ،a=90y و c=0/6 است. پارامترهای مدلسازی مفصل پلاستیک در تیرهای قاب خمشی در جدول (۱) مشخص شده است. برای محاسبه و $\theta_{u} = \theta_{c} \theta_{c}$ استفاده شده است. یارامتر های مدل سازی $\theta_{c} \theta_{c}$ مفصل پلاستیک متمرکز در تیرهای قاب خمشی در جدول (۱) ارائه شده است.



مجله علمي -پژوهشي مهندسي عمران مدرس

دو سازه مدلشده کاملا مشابه یکدیگر هستند. در نهایت تحلیل فرکانسی روی پاسخهای تاریخچه زمانی انجام و تغییرات به وجود آمده در حوزه فرکانس نیز استخراج شده است. به منظور برآورد شاخص خرابی طبقه و کل سازه از شاخص خرابی اصلاحشده پارک-آنگ استفاده شده است.

۲- مدلسازی

۲-۱- مدلسازی سازه

در این مطالعه یک سازه شش طبقه فولادی منظم با سیستم باربر جانبی قاب خمشی در جهت X و قاب مهاربندی شده ضربدری در جهت Y مدلسازی شده است. (شکل ۱). سازه دارای پنج دهانه در جهت X و چهار دهانه در جهت Y و طول هر دهانه برابر با ٥ متر در نظر شده است. ارتفاع طبقات یکسان و برابر با ۳/۵ متر و ارتفاع کلی سازه ۲۱ متر است. کاربری سازه مسکونی، محل قرارگیری آن منطقه با خطر لرزهای بسیار زیاد، نوع خاک سست (از نوع خاک D [34] و دیافراگم طبقات صلب فرض شده است. مقاطع سازه از جنس فولاد نرمه ساختمانی (ST37) با تنش تسلیم ۲٤۰ مگاپاسکال انتخاب شده است. برای اعمال بارگذاری ثقلی و لرزهای سازه از استاندارد ASCE07 [34] استفاده شده است. بار ثقلی مرده وارد بر طبقات برابر با ٥/٤ کیلو نیوتن بر مترمربع و بار زنده وارد بر طبقات برابر با ۲ کیلو نیوتن بر مترمربع در نظر گرفته شده است. برای طراحی مقاطع فولادی تیر، ستون و مهاربند از محدودیت-های بیان شده در استاندارد AISC360-10 [35] استفاده شده است (شکل۲).

شکل ۱. پلان و نمای سهبعدی از سازه مدلسازی شده



الف: نمای سەبعدی از سازہ

تعیین شاخص خرابی سازههای سهبعدی فولادی مجاور هم با در ...







ig. 3. The force-displacement relationship of fiber members

ви	متمرکز θc	زی مفصل و <i>θy</i>	مدلسا C	پارامترهای b	جدول ۱. a	مقطع
•/1•	۰/۰۸٦	•/••٨	•/٦	•/•٩٤	•/•VV	یر PG 350x10-
•/171	•/1•1	•/•١•١	•/٦	•/1111	٠/٠٩١	270x20 PG 270x10- 250x15
$Table \\ \theta_c = 0$	$e 1: Nor \theta_y + a$	ilinear m	odeliı	ng param	eters of	beams

$$\begin{array}{c} \text{(35)} \text{ASCE41} \\ \text{(35)} \text{ASCE41} \\ \text{(36)} \\$$

Fig. 4. The M– θ relation according to ASCE41 [35]

فرزانه نباتي و محمد ايمان خداكرمي

۲-۲- مدل سازی خاک

از میان دو روش موجود برای مدلسازی خاک (روش مستقیم و روش زیر سازه)، در این مطالعه (برای صرفهجویی در هزینه-های محاسباتی و سادهسازی) از روش زیرسازه برای مدلسازی خاک بهره گرفته شده و بلوک خاک با یک سری فنر –میراگرهای غیر خطی جایگزین شده که در این حالت فقط اندرکنش اینرسی در نظر گرفته شده و از اندرکنش سینماتیکی صرفنظر شده است. منحنی کلی بار –تغییر مکان برای جایگزینی سختی خاک با فنر در شکل (۵) ارائه شده، در این شکل ۹۵ معرف بار قائم اولیه، ما معرف بار افقی اولیه، qult معرف بار نهایی قائم، tult بار افقی نهایی، موج معرف بار افقی متناسب با ۵۰ درصد تغییر مکان نهایی قائم و معرف بار افقی متناسب با ۵۰ درصد تغییر مکان نهایی افقی هستند. برای محاسبه مرح (۰۰ درصد تغییر مکان نهایی خاک) در خاک مورد مطالعه از رابطه (۲)

$$Z_{50} = \frac{1/3 q_{ult}}{K_z}$$

$$Z_{50} = \frac{2/05 t_{ult}}{K_{x,y}}$$
(7)

در جدول ۲ روابط استاندارد ASCE41 برای محاسبه سختی الاستیک برای فونداسیون سطحی مستطیل با ابعاد B (عرض) و L (طول) (L>B)، ارائه شده است. در این جدول G معرف مدول برشی و U معرف ضریب پواسون خاک هستند. برای محاسبه مدول برشی از جدول ۸-۲ استاندارد ASCE41 استفاده شده است. طبق این استاندارد لازم است در ابتدا مدول برشی اولیه خاک با استفاده از رابطه ۳ محاسبه شود.



Fig. 5. The load-displacement path [37]

 $\theta_u = \theta_v + b$

دوره بیست وسوم شماره ۳/ سال ۱٤۰۲

مجله علمي -پژوهشي مهندسي عمران مدرس

در این رابطه Vs معرف سرعت موجبرشی درون خاک، g شتاب ثقلی و ۷وزن مخصوص خاک هستند. با در نظر گرفتن سرعت موجبرشی برابر با ۲۰۰ متر بر ثانیه، وزن مخصوص خاک برابر با ۱۹ کیلونیوتن بر مترمکعب، شتاب ثقلی زمین برابر با ۹/۸۱ متر بر مجذور ثانیه و ضریب پواسون برابر با ۷۰، مدول برشی اولیه برابر با ۷۷/٤۷ مگاپاسکال است. بر طبق روابط ASCE41 مقدار مدول برشی برابر با ۲۸/۷٤ مگاپاسکال به دست آمده است. در این مقاله فونداسیون از نوع گسترده وصلب در نظر گرفتهشده و برای کنترل صلبیت فونداسیون از رابطه ٤ استفاده شده است. در رابطه (۳) [40] مقادیر Ft و Ft به ترتیب مدول الاستیسیته و ممان اینرسی فونداسیون، L طول فونداسیون ضخامت فونداسیون و تا مریب پواسون مصالح فونداسیون است. شکل (۲) نمایی دوبعدی از مدل سازی اندرکنش خاک-

جدول ۲. روابط ASCE41 برای محاسبه سختی الاستیک [38]

سختى معادل الاستيك	درجه آزادی
$K_{x} = \frac{GB}{2 - \upsilon} \left[3/4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0/65} + 1/2 \right]$	درجه آزادی انتقالی X
$K_{y} = \frac{GB}{1 - \upsilon} \left[3/4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0/65} + 0/4 \frac{L}{B} + 0/8 \right]$	درجه آزادی انتقالی y
$K_{z} = \frac{GB}{1 - \upsilon} \left[\frac{4}{55} \left(\frac{L}{B} \right)^{0/75} + \frac{0}{8} \right]$	درجه آزادی انتقالی z
$K_{xx} = \frac{GB^3}{1-\upsilon} \left[0/4 \left(\frac{L}{B}\right) + 0/1 \right]$	درجه آزادی دورانی xx
$K_{yy} = \frac{GB^3}{1 - \upsilon} \left[0/47 \left(\frac{L}{B}\right)^{2/4} + 0/034 \right]$	درجه آزادی دورانی yy
$K_{zz} = GB^3 \left[0/53 \left(\frac{L}{B}\right)^{2/45} + 0/51 \right]$	درجه آزادی دورانی zz

Different components of the equivalent elastic stiffness of a rectangular surface foundation [38]

$$4K_{sv} = \sum_{m=1}^{5} \sum_{n=1}^{5} \frac{\sin^{2}\left(\frac{m\pi}{2}\right) \sin^{2}\left(\frac{n\pi}{2}\right)}{\pi^{4} D_{f}\left(\frac{m^{2}}{L^{2}} + \frac{n^{2}}{B^{2}}\right) K_{sv}} < 0.3$$

$$D_{f} = \frac{E_{f} t^{3}}{12 \left(1 - \nu_{f}\right)^{2}}$$
(*)

$$K_{sv} = \frac{1.3G}{B(1-v)}$$

دیگر پارامتر موردنیاز برای مدلسازی سختی خاک، محاسبه ظرفیت باربری فونداسیون-خاک است. از میان روش های موجود برای محاسبه ظرفیت باربری خاک در این مقاله از روش مایرهوف (روابط ٤ و ٥) استفاده شده، در رابطه ٤، q معرف تنش نرمال مؤثر زیر فونداسیون، c معرف چسبندگی خاک، γ معرف چگالی خاک، B معرف عرض فونداسیون، پارامترهای معرف چگالی خاک، B معرف عرض فونداسیون، پارامترهای معرف چرالی خاک، G معرف عرض فونداسیون، پارامترهای معرف چرالی خاک، معرف عرض فونداسیون، پارامترهای معرف پرامترهای باربری فونداسیون هستند. gW معرف نیروی قائم روی فونداسیون، δضریب شکست بین فونداسیون و خاک و ملام معرف مساحت فونداسیون هستند [40].

شکل ٦. نمای دوبعدی از مدل اندرکنش خاک-سازه



Fig. 6. Modelling of the underlying soil by springs and dampers

$q_{ult} = cN_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} +$	(5)
$0/5\gamma BN_{\gamma}F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i}$	(2)
$t_{ult} = W_g \tan(\delta) + A_b c$	(0)

برای مدلسازی میرایی خاک از روابط ۲ و ۷ استفاده شده، در این رابطه Cz معرف میرایی قائم، Ab معرف مساحت فونداسیون، VLA معرف سرعت انتشار موج، Vs معرف سرعت موجبرشی، ۵ معرف ضریب پواسون خاک، ρ معرف چگالی جرمی خاک و cz1 معرف پارامتر میرایی وابسته به فرکانس است. برای محاسبه و یا برآورد مقدار cz1 از نمودار ارائه شده در شکل (۷) استفاده می شود.

$$C_Z = \rho V_{LA} A_b c_{Z1} \tag{7}$$

$$V_{LA} = \frac{3/4}{\pi (1-\nu)} V_s$$
 (V)

تعیین شاخص خرابی سازههای سهبعدی فولادی مجاور هم با در ...



عوامل موثر در بخش سینماتیکی اندرکنش خاک-سازه شامل عمق دفن پی، ابعاد پی و همچنین پراکنش امواج درون خاک می شود. در این مقاله عمق دفنی برای فونداسیون در نظر گرفته نشده پس بخش مربوط به عمق دفن از اندرکنش خاک-سازه حذف شده است. با توجه به این امر که فنرهای جایگزین شده در روش زیرسازه در هر دو جهت افقی X و Y قرار داده شده، پراکنش امواج درون خاک به نیز مدلسازی شده است.

۲-۳- مدلسازی اندرکنش سازه-خاک-سازه

برای مدلسازی پدیده اندرکنش سازه-خاک-سازه در ابتدا نیاز است تا فاصله بین دو سازه مشخص شود. در این مطالعه برای جلوگیری از ایجاد پدیده ضربه فاصله بین دوسازه برابر با ۱ متر فرض شده و برای مدلسازی خاک بین دو سازه از المان-های فنر غیرخطی مطابق با شکل (۸) استفاده شده است. مشخصات خاک در بخش اندرکنش خاک-سازه معرفی شده است.

شکل ۸ نمای دوبعدی از مدلسازی اندرکنش سازه-خاک-سازه



Fig. 8. Modelling of the structure-soil-structure interaction

۲-٤- انتخاب شتابنگاشت بر اساس استاندارد لرزهای ASCE41 برای انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی حداقل به ۱۱ شتابنگاشت نیاز است. بر طبق این پیشنهاد و بر اساس سرعت موجبرشی (بین ۱۷۵ تا ۳۷۵ متر بر ثانیه)، فاصله از گسل (بیشتر از ۱۰ کیلومتر) و بزرگی زلزله (بین ۵ تا ۸)، ۱۱ زلزله از پایگاه داده مرکز تحقیقات مهندسی زلزله اقیانوس آرام (PEER) انتخاب شده است. مشخصات زلزلههای انتخابی در جدول (۳) آورده شده است. شکل (۹) طیف پاسخ شتابنگاشتهای انتخابشده را در دو راستای عمود بر هم نمایش میدهند.

جدول ۳. مشخصات شتابنگاشتهای انتخابی

No.	Ground motion Name	PGA(g)	Frequency(Hz)
1	Chi-Chi Taiwan	0/152	0.618
2	Chuetsu-ki	0/274	0.720
3	Darfield New	0/36	0.732
4	Iwate	0/292	0.275
5	Kobe Japan	0/324	0.928
6	Kocaeli Turkey	0/322	0.269
7	Landers	0/307	1.633
8	Loma Prieta	0/37	1.025
9	Niigata Japan	0/151	0.745
10	Northern Calif-03	0/203	0.635
11	El Mayor- Cucapah	0/284	0.174

Table 2 :Earthquake ground motions selected

۲-0- شاخص خرابی

همان طور که در بخش مقدمه گفته شد شاخص خرابی پارامتری است بین • تا ۱ که امکان بر آورد عملکرد لرزهای سازه به صورت کمی را فراهم آورده است. روش های متعددی برای محاسبه شاخص خرابی در منابع مختلف ارائه شده که در این مقاله از روش پارک-آنگ اصلاح شده [36] برای انجام محاسبات مربوطه استفاده شده است.



الف: در راستای X





Fig. 9. Response spectrums of the selected ground motions

برای محاسبه شاخص خرابی کل سازه در ابتدا شاخص برای هر المان با استفاده از رابطه ۸ به دست آمده است و سپس با استفاده از روش وزندهی (رابطه ۹) مشخص شده و با استفاده از آن شاخص خرابی طبقه (رابطه ۱۰) و با وزدندهی دوباره به شاخص خرابی طبقه، شاخص برای کل سازه محاسبه شده است.

$$DI = \frac{\theta_m - \theta_y}{\theta_u - \theta_y} + \beta \frac{\int dE}{M_y \,\theta_u} \tag{A}$$

در رابطه ۸ m معرف حداکثر دوران ایجادشده در المان، θu معرف دوران نهایی المان، θy معرف دوران حد تسلیم المان، My لنگر حد تسلیم المان، JdL معرف انرژی مستهلکشده و Id معرف شاخص خرابی المان است. درروش پارک و آنگ برای محاسبه شاخص خرابی طبقه از روش وزن دهی به شاخص خرابی المانها استفاده میشود و از وزن دهی به شاخص های محاسبه شده برای طبقات، شاخص خرابی کل سازه به دست میآید. در روابط ۹ و ۱۰، Ei معرف انرژی مستهلکشده در هر المان یا طبقه و الامعرف پارامتر وزن دهی المان یا طبقه هستند.

$$(\lambda_i)_{element \ or \ story} = \left(\frac{E_i}{\sum E_i}\right)_{element \ or \ story}$$

$$DI_{story \ or \ structure} = \sum (\lambda)_{element \ or \ story} (DI)_{element \ or \ (1 \cdot)}$$

۳- تحليل نتايج

۳- ۱- مقایسه نتایج تحلیل اندر کنش سازه-خاک-سازه با نتایج تحلیل اندر کنش خاک-سازه در حوزه زمانی در این بخش از مقاله نتایج حاصل شده از تحلیل های تاریخچه زمانی غیر خطی و تحلیل فرکانسی با یکدیگر مقایسه شده است. در شکل (۱۰) پاسخ تغییر مکانی سازه در دو جهت X (قاب

خمشی) و Y (قاب مهاربندی شده) با در نظر گرفتن اندر کنش خاک-سازه و اندر کنش سازه-خاک-سازه برای زلزله های Iwate و Niigata مقایسه شده است. همان گونه که نمودار های این شکل مشخص است، وجود یک سازه کاملاً مشابه در کنار سازه موجب افزایش در پاسخ سازه شده است. ارزیابی تمامی سازه موجب افزایش تعییر مکان بام نسبت به سازه به تنهایی روی خاک دارد.بطور کلی می توان بیان کرد که اندر کنش سازه-خاک-سازه دامنه موجب افزایش تغییر مکان بام میزان ۵۸ درصد نسبت به تغییر مکان ثبت در مدل اندر کنش میزان ۵۸ درصد نسبت به تغییر مکان ثبت شده در مدل اندر کنش





ج: پاسخ قاب خمشی تحت زلزله Niigata



ب: قاب مهاربندیشده Fig. 12. The inter-story drift (SSSI)



Fig. 13. The inter-story drift with the RMS method مقایسه نتایج مجموع مربعات تغییرمکان نسبی طبقات سازه شکل (۱۳) حاکی از افزایش دو برابر تغییرمکان نسبی کل سازه شود.

۳-۲- مقایسه نتایج تحلیل اندر کنش سازه-خاک-سازه با نتایج تحلیل اندر کنش خاک-سازه در حوزه فرکانس

در این بخش از مقاله پاسخ سازه در حوزه فرکانسی مورد بحث و بررسی قرارگرفته است. به این منظور پاسخ چگالی طیفی



د: پاسخ قاب مهاربندی شده تحت زلزله Niigata د: پاسخ قاب مهاربندی شده تحت زلزله Fig. 10. The roof displacment (SSI and SSSI)

در شکل ۱۳ مقایسهای میان میانگین تغییر مکان نسبی طبقات ایجادشده توسط ۱۱ شتابنگاشت انتخابی بهدست آمده از تحلیلهای مختلف با در نظر گرفتن اندرکنش سازه-خاک-سازه باحالتی که سازه به تنهایی روی خاک است، نشان داده شده است. همان طور که از نمودارهای این شکل مشخص است، اندرکنش سازه-خاک-سازه به طور متوسط موجب افزایش ۱۱۸ درصدی در پاسخ تغییر مکان نسبی طبقات در قاب خمشی و ۵۳ درصدی در قاب مهاربندی شده است. خاک-سازه





ب: قاب مهاربندىشده Fig. 11. The inter-story drift (SSI)

سازه در ارتباط با هر زلزله بهدست آمده است و در شکل (۱٤) نمایش داده شده است. همان گونه که از نمودارهای شکل (۱٤) مشخص است، اندرکنش سازه-خاک-سازه موجب تغییرات در حوزه فرکانسی شده و در بیشتر موارد موجب افزایش دامنه میشود. بهطور میانگین این افزایش دامنه برابر با ۲/۲ درصد است. جمعبندی ارزیابی صورت گرفته مشخص کرده که اندرکنش سازه-خاک-سازه علاوه بر ایجاد تغییرات در دامنه پاسخ تاریخچه زمانی، موجب تغییرات در فرکانسهای ارتعاشی سازه می شود، این امر می تواند باعث افزایش آسیب-پذیری سازه در مقایسه با آنچه مدنظر است، شود.

شکل ۱٤. طيف دامنه فوريه تغيير مکان بام سازه در زلزلههاي







Niigata











Northern Calif



Kocaeli





Fig. 14. Fast Fourier transform for roof sway displacements for buildings (SSSI and SSI)

همان گونه که در منحنی های مربوط به زلزله های kobe و oki Chuetsu- و Niigata در شکل (۱٤) مشاهده می گردد اندرکنش سازه-خاک-سازه موجب شده که فرکانس سازه گاها تحت اثر مجموعه خاک، سازه مجاور و زلزله دچار شیفت فرکانسی شود. نزدیک بودن فرکانس مجموعه اندرکنش سازه-خاک-سازه (۷۱۹. هرتز)به زلزله های ذکر شده موجب تشدید فرکانس و شیفت فرکانسی شده است.

۳-۳- مقایسه تغییرات در شاخص خرابی کل سازه در مدلهای با اندرکنش سازه-خاک-سازه با نتایج مدل اندرکنش خاک-سازه

در این قسمت از مطالعه به ارزیابی نتایج به دست آمده در ارتباط با تأثیر اندرکنش سازه-خاک-سازه و اندرکنش خاک-سازه بر شاخص خرابی سازه پرداخته شده است. لازم به ذکر است در این بخش برای اطمینان از بروز رفتار غیرخطی هر به زلزله 1=(%Sa(T1,5) مقیاس شده است و تحلیل دینامیکی غیرخطی انجام شده و با استفاده از نتایج استخراج شده شاخص خرابی برای طبقات مختلف محاسبه شده است. مقایسه نمودارهای شکل (۱۵) مشخص میکند که اندرکنش سازه-خاک-سازه به طور متوسط حداکثر شاخص خرابی طبقه را ۲۰/۲ درصد نسبت به مدل اندرکنش خاک-سازه افزایش داده است. در جدول (٤) شاخص خرابی محاسبه شده برای کل سازه در شرایط مختلف مدلسازی و تحت زلزله های انتخابی ارائه شده است. بررسی چگالی طیفی تغییر مکان بام سازه مشخص کرده که اندرکنش سازه-خاک-سازه علاوه برافزایش ۲/٦۱ درصدی دامنه پاسخ فرکانسی شده و همچنین اندرکنش سازه-خاک-سازه می تواند موجب تغییر در فرکانس غالب سازه شود. ارزیابی نتایج شاخص خرابی در 1=(%K1,5% مشخص کرده که اندرکنش سازه-خاک-سازه به طور متوسط حداکثر شاخص خرابی طبقه را به طور متوسط تا ۳۲ درصد افزایش داده است. تتایج حاصل شده مشخص می کند که عملکرد لرزه ای یک سازه است تا تحقیقات بیشتری در حوزه اندرکنش سازه-خاک-سازه انجام شود. شایان ذکر است نتایج حاصل شده در این مقاله بدون در نظر گرفتن عمق دفن و آثار زاویه دار بودن موج زلزله با بغیر روبرو خواهند شد.

مراجع

- Arbabi, M., Tahghighi, H. (2020). Influence of nonlinear SSI on the seismic response of lowto-mid-rise steel moment resisting frame buildings. *Journal of structural and construction engineering*, Special Issue 3, 52-53.
- [2] Radkia, S., Gandomkar, F.A., Rahnavard, R. (2019). Seismic Response of Asymmetric Sliding Steel Structure with Considering Soil-Structure Interaction Effects. *Journal of structural and construction engineering*, 6(3), 105-120.
- [3] Nakhaei, M., & Ghannad, M. A. (2008). The effect of soil-structure interaction on damage index of buildings. *Engineering Structures*, 30(6), 1491-1499.
- [4] Bitarafan, M., & Vahdani, R. (2020). Assessing the effect of soil-structure interaction on damage indices of reinforced concrete frames. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 24(11), 1693-1708.
- [5] Karkabadi, A., Khodakarami, M., Nabati, F. (2021). Evaluation Damage Index of Steel Moment frames by Considering the Effects of Soil-Structure Interaction under Seismic Sequence, *Bulletin of Earthquake Science and Engineering*, 8(3), pp. 57-76. doi: 10.48303/bese.2021.245994.



Fig. 15. Comparison of damage assessment results by the proposed Park and Ang's damage index

٤- نتیجه گیری

در این مقاله مقایسهای میان آثار اندرکنش سازه-خاک-سازه و اندرکنش خاک-سازه بر پاسخ لرزهای سازه ۲ طبقه فولادی (سهبعدی) در محدوده تاریخچه زمانی و فرکانسی پرداخته شده است. به این منظور یکبار سازه سهبعدی فولادی روی خاک نوع ۳ به تنهایی مدلسازی شده و در مدل دیگری دو سازه فولادی ۲ طبقه مشابه در فاصله ۱ متری از همروی خاک مدل-سازی شدند. برای انجام تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی ۱۱ زلزله بر اساس سرعت موجبرشی در خاک نوع ۳ انتخاب شده است. موارد زیر چکیده ای از نتایج حاصل شده از این تحقیق را بیان میکنند که اندرکنش سازه-خاک-سازه به طور میانگین می تواند موجب افزایش ۷۵ درصدی تغییر مکان نسبی کل سازه و ۵۸ درصدی دامنه تغییر مکان بام سازه نسبت به اندرکنش خاک-سازه سازه شود. dynamic interaction between two and three adjacent buildings (SSSI). *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 89, 219-232.

- [18] Yahyai, M., Mirtaheri, M., Mahoutian, M., Daryan, A. S., & Assareh, M. A. (2008). Soil structure interaction between two adjacent buildings under earthquake load. *American Journal of Engineering and Applied Sciences*, 1(2), 121-125.
- [19] Padron, L. A., Aznarez, J. J., & Maeso, O. (2009). Dynamic structure-soil-structure interaction between nearby piled buildings under seismic excitation by BEM-FEM model. *Soil dynamics and earthquake engineering*, 29(6), 1084-1096.
- [20] Bard, P. Y., Chazelas, J. L., Guéguen, P., Kham, M., & Semblat, J. F. (2008). Site-city interaction. *In Assessing and managing earthquake risk* (pp. 91-114). Springer, Dordrecht.
- [21] Bolisetti, C., & Whittaker, A. S. (2011). Seismic structure–soil–structure interaction in nuclear power plant structures. *Transactions*, SMiRT, 21, 6-11.
- [22] Alexander, N. A., Ibraim, E., & Aldaikh, H. (2013). A simple discrete model for interaction of adjacent buildings during earthquakes. *Computers & Structures*, 124, 1-10.
- [23] Vicencio, F., & Alexander, N. A. (2018). Dynamic interaction between adjacent buildings through nonlinear soil during earthquakes. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 108, 130-141.
- [24] Vicencio, F., & Alexander, N. A. (2019). Dynamic Structure-Soil-Structure Interaction in unsymmetrical plan buildings due to seismic excitation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 127, 105817.
- [25] Vicencio, F., & Alexander, N. A. (2018). Higher mode seismic structure-soil-structure interaction between adjacent buildings during earthquakes. *Engineering Structures*, 174, 322-337.
- [26] Gan, J., Li, P., & Liu, Q. (2019). Study on dynamic structure-soil-structure interaction of three adjacent tall buildings subjected to seismic loading. *Sustainability*, 12(1), 336.
- [27] Liang, J., Han, B., Todorovska, M. I., & Trifunac, M. D. (2018). 2D dynamic structure-soil-structure interaction for twin buildings in layered half-space II: Incident SV-waves. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 113, 356-390.

تعيين شاخص خرابي سازههاي سهبعدي فولادي مجاور هم با در ...

- [6] Warburton, G. B., Richardson, J. D., & Webster, J. J. (1971). Forced vibrations of two masses on an elastic half space.
- [7] Luco, J. E., & Contesse, L. (1973). Dynamic structure-soil-structure interaction. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 63(4), 1289-1303.
- [8] Kobori, T., Minai, R., & Kusakabe, K. (1973). Dynamical characteristics of soil-structure cross-interaction system, I. Bulletin of the Disaster Prevention Research Institute, 22(2), 111-151.
- [9] Triantafyllidis, T., & Prange, B. (1987). Dynamic subsoil-coupling between rigid rectangular foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 6(3), 164-179.
- [10] Triantafyllidis, T., & Prange, B. (1989). Dynamic subsoil-coupling between rigid, circular foundations on the halfspace. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 8(1), 9-21.
- [11] Lysmer J, Seed HB, Udaka T, Hwang RN, Tsai CF. Efficient finite element analysis of seismic soil structure interaction. Report No. EERC 75-34. Berkeley, CA: Earthquake Engineering Research Center, University of California; 1975.
- [12] Mattiesen, P. B., & MacCalden, R. B. (1974). Coupled response of two foundations. *In 5th* World Conference on (Vol. 548). Rome, Italy.
- [13] Kitada, Y., Hirotani, T., & Iguchi, M. (1999). Models test on dynamic structure–structure interaction of nuclear power plant buildings. *Nuclear Engineering and Design*, 192(2-3), 205-216.
- [14] Boutin, C., Hans, S., Ibraim, E., & Roussillon, P. (2005). In situ experiments and seismic analysis of existing buildings. Part II: Seismic integrity threshold. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 34(12), 1531-1546.
- [15] Yano, T., Naito, Y., Iwamoto, K., Kitada, Y., & Iguchi, M. (2003). Model Test on Dynamic Cross Interaction of Adjacent Building in Nuclear Power Plants-Overall Evaluation on Field Test (K274).
- [16] Li, P. Z., Hou, X. Y., Liu, Y. M., & Lu, X. L. (2012, September). Shaking table model tests on dynamic structure-soil-structure interaction during various excitations. *In Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal (pp. 23-28).
- [17] Aldaikh, H., Alexander, N. A., Ibraim, E., & Knappett, J. (2016). Shake table testing of the

- [35] Mazzoni S, McKenna F, Scott MH, Fenves GL (2006). The open system for earthquake engineering simulation (OpenSEES) user command-language manual. University of California, Berkeley, CA.
- [36] Lignos DG, Krawinkler H (2010) Deterioration modeling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake loading. J Struct Eng 137(11):1291–1302.
- [37] ASCE41 (2017) Seismic evaluation and retrofit of existing buildings (ASCE/SEI 41-17). American Society of Civil Engineers, Reston.
- [38] Gajan S, Hutchinson TC, Kutter BL, Raychowdhury P, Ugalde JA, Stewart JP (2008) Numerical models for analysis and performance-based design of shallow foundations subjected to seismic loading. Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley.
- [39] Harden CW (2005) Numerical modeling of the nonlinear cyclic response of shallow foundations. Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley.
- [40] Kunnath, S. K., Reinhorn, A. M., & Lobo, R. F. (1992). *IDARC Version 3.0: A program for* the inelastic damage analysis of reinforced concrete structures. Buffalo, NY: National Center for Earthquake Engineering Research.

- [28] Sharifi, B., Nouri, G., & Ghanbari, A. (2020). Structure-soil-structure interaction in a group of buildings using 3D nonlinear analyses. *Earthquakes and Structures*, 18(6), 667-675.
- [29] Esmailzadeh Shahri, R. Karamodin, A. (2019). Numerical Study of Structure-Soil-Structure Interaction Effects on Deflection Amplification Factor and Correction for Special Steel Moment Frames. *Journal of structural and construction engineering*, 6(4), 55-70.
- [30] Amini-Moghaddam, S. Khodakarami, M.I. (2021). The adequacy of the separation gap between the adjacent structural frames considering the effects of structure-soilstructure- interaction and using particle swarm optimization algorithm. Journal of structural and construction engineering, 8(3), 154-168.
- [31] Ghandil, M., Behnamfar, F., & Vafaeian, M. J. S. D. (2016). Dynamic responses of structure-soil-structure systems with an extension of the equivalent linear soil modeling. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 80, 149-162.
- [32] Jeong, S. H., & Elnashai, A. S. (2006, October). Fragility analysis of buildings with plan irregularities. In 4th International Conference on Earthquake Engineering (4ICEE) (No. 145).
- [33] ASCE07 (2016) Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures. American Society of Civil Engineers (ASCE), Reston.
- [34] ANSI, AISC 360 (2016) Specification for structural steel buildings. American Institute of Steel Construction, Chicago.

Evaluating Damage Indices for Adjacent 3D Steel Structures Considering SSSI Effects and Assessment of Seismic Performance in Time/Frequency Domain

Farzaneh Nabati¹, Mohhammad Iman Khodakarami^{2*}

1- Ph.D. Student, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran

2- Associate Professor, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran

* Corresponding Author: khodakarami@semnan.ac.ir

Abstract

Seismic waves of structural vibrations propagating through the soil and transmitting to other structures, and the effect this has on seismic performance, have recently come up due to the result of recent ground movements originating in soft soil zones like Mexico City. In regions with densely built structures, this vibration may have a significant impact on structural responses. The purpose of this research is to evaluate the seismic performance of a single structure on soil (Soil-Structure Interaction, or SSI) vs. that of a pair of similar structures with differing soil conditions (Structure-Soil-Structure Interaction, or SSSI). Recent research suggests that damage risks may increase due to the SSSI impacts. The studied structure is a three-dimensional, six-story steel building with a foundationally sound moment and braced frames lateral force resisting system. To account for the non-linear behavior shown by SSSI and SSI models, a three-dimensional steel structure is presented in OpenSEES. For simulating the soil easily under the foundations and between structures, the nonlinear Beam-on-Nonlinear-Winkler-Foundation (BNWF) model is employed. There is a meter of space between structures. Therefore impact between buildings is prohibited. The SSSI and SSI systems are examined using 11 horizontal components. Ground motion magnitudes ranges from Mw = 5.0 to Mw = 8.5, soil shear velocity varies from Vs30=185 m/s to Vs30=365 m/s, and distance from faults goes from 10 km to 50 km. The two orthogonal horizontal components of selected seismic ground motion stimulate the system. Inter-story drift ratio, roof displacement, and plastic hinge rotations of structural elements are among the reactions of importance. In the SSSI and SSI models, the Park-Ang damage index is utilized to calculate the local and global damage index. This damage indicator is divided into two categories: deformation and energy-based indices. The current study's findings show that the SSSI model increases the roof displacement response by up to 58%. When the SSI and SSSI cases are compared, it is discovered that the SSSI case increases the interstory drift ratio by 118% in the moment frame and by 53% in the braced frame. In addition to this, it is shown that, in general, a second structure may have a significant impact on the frequency amplitude of a system that is adjacent to it. According to the data, the amplitude of the power spectrum density in the SSSI model is more than 44.6% higher than that which is found in the SSI model. According to the findings, the damage index predicted by SSSI models is 32% greater than that predicted by SSI models. It is important to keep in mind that constructing a second building next to an existing one is often counterproductive and raises the possibility of damage occurring in both of the structures. As a result of the findings, it is clear that more study into SSSI phenomena and their influence on structural seismic risk is necessary. This is because it has been shown that adjacent buildings may significantly increase a structure's vulnerability to earthquakes.

Keywords: Soil-Structure-Interaction (SSI), Structure-Soil-Structure Interaction (SSSI), Steel structure, Nonlinear Dynamic Analysis, Damage Index