



Evaluation of Reduction Factor for concrete coatings of underground structures under blast loading

S. Peyman^{1,*}, A. Babaei², M. H. Taghavi Parsa³, A. Akbari⁴

¹ Civil group, Imam Hossein University, Tehran, Iran

² Master of science, Imam Hossein University, Tehran, Iran

³ Civil group, Imam Hossein University, Tehran, Iran

⁴ Sahel consulting institute, Tehran, Iran

ABSTRACT: The reduction factor (R) is one of the most important parameter of loading, analyzing and designing structures subjected to dynamic loading such as earthquake and explosion. This coefficient considers the nonlinear behavior of the structure in linear analysis. Investigations show that the acceptable range for reduction factor of concrete coating of underground structures applied to explosive loading is not determined completely. To find out this factor, the tunnel structure must first be modeled numerically. The interaction between the structure and the soil and their mechanical properties should be modeled so Winkler spring was proposed. In this research, plastic hinges were introduced in the SAP2000 software, and a pushover analysis was carried out.

Outputs of this analysis result in the vertical force-displacement diagrams and their behaviors were plotted for each tunnel performance levels. The Reduction Factor is obtained for a special pattern loading of explosive charge by using the relationships which is developed in this research. It can be noted that the reduction factor for such structures depends on two parameters including ductility and strength factor.

Review History:

Received: 2018-07-25

Revised: 2018-11-28

Accepted: 2019-09-17

Available Online: 2019-10-06

Keywords:

Reduction Factor

Non-linear analysis

Winkler spring

Plastic hinge

Tunnel

1- INTRODUCTION

Underground complexes are among the best options for command and control centers, public shelters, weapons depots, equipment and defense industries. The depth of the location of underground structures is determined by the importance of them and determined threat. Due to the location of these structures, reaching greater depths leads to longer access routes but increase construction costs. Accordingly, loading, analyzing and designing these defensive structures are very important. One of the most important features of these structures is their nonlinear behavior when applying dynamic loading such as explosion. The reduction factor actually influences the nonlinear behavior of the structure in linear analysis.

In this paper, the blast loading of underground structures considering the amount of explosives and the blast center distance as fixed parameters. The bed hardness, rock mass continuity and different performance levels affects significantly on determining the structural reduction factor. Complementing this coefficient, linear analysis can be used instead of the conventional time-consuming and complex nonlinear analyzes.

In software SAP2000, Winkler springs are used to model the soil that confined tunnel, which was assumed spring resistance as soil equivalent parameters. Due to the

compressive and shear hardness of the soil, two radial and tangential springs have been used.

For loading of concrete lining, the rock loading method expressed by the Unal's relation is based on the RMR rock mass classification. In this study, three types of soils with three different RMRs were applied. Due to the nonlinear aspect of the pushover analysis that lack of summing the effects of the forces, first the load and the weight of the tunnel are applied to the structure and then the explosive load is applied to the structure.

2- NUMERICAL MODELING AND SIMULATION

Similar to "Fig. 1", the intended cross section for the analysis is a horseshoe-shaped tunnel, 40 cm in thickness and 800 cm in width. According to the initial analysis, the concrete cover is fitted with two rows of flexural reinforcements (rebar of 20 mm in diameter with 20 cm in two vertical rows) and the coating of 6 cm. The specification of the concrete used for the concrete coating is also given in "Table 1".

In this part, a numerical simulation of 545 kg TNT explosive caused by the penetration of a bomb to the depth of 6 m in the ground was performed on an underground structure such as "Fig.1". If the explosion center distance is 40 m from the external surface of tunnel, the values of the maximum pressure, impact and duration of the impact are obtained from using TM5-855-1 [1] equations.

*Corresponding author's email: enmhparsa@gmail.com



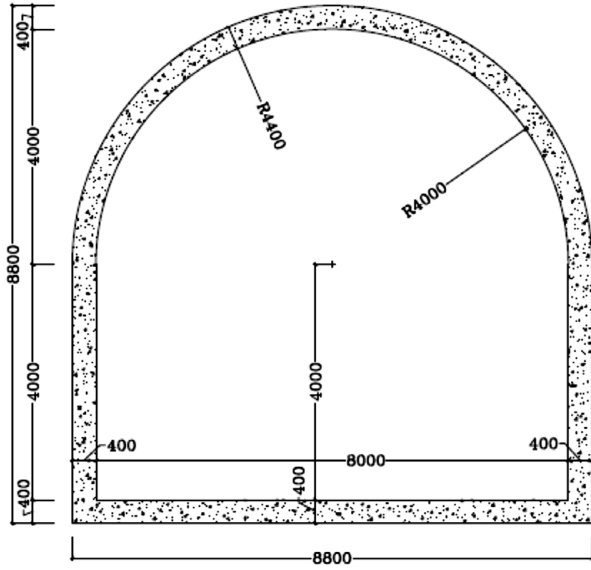


Fig. 1. Scheme of Underground tunnel geometry (dimensions are in mm)

Table 1. Properties of concrete

Volumetric mass (kg/m ³)	Poisson's ratio	Modulus of elasticity (GP)
2600	0.2	25.6

Table 2. The values of dead loads on tunnel lining

Soil type	RMR	Vertical load (ton)	Horizontal load (ton)
1	30	30.00	12.30
	50	16.00	6.56
	70	6.88	2.82
2	30	34.00	12.88
	50	18.00	6.80
	70	7.70	3.00
3	30	37.50	12.25
	50	20.00	6.00
	70	8.60	2.60

In nonlinear static analysis the effects of gravity and explosive loads must be considered simultaneously. Explosive loading is applied to the structure by a uniform pattern after the gravity load. The Rock Mass Rating (RMR) [2] method is used to calculate the loading mechanism on the lining section. In the

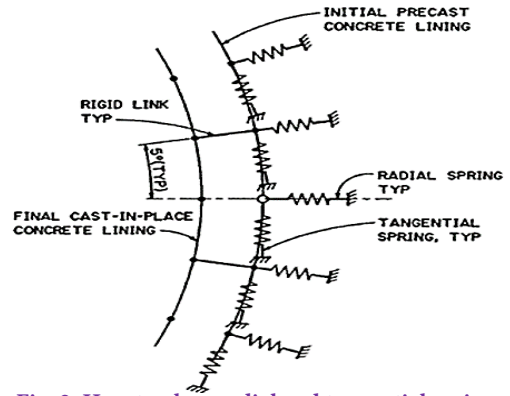


Fig. 2. How to place radial and tangential springs [3]

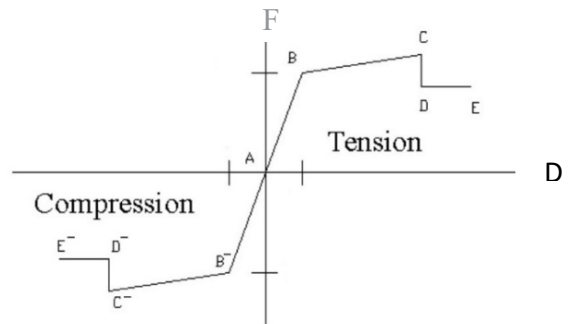


Fig. 3. General-force displacement curve for pushover analysis [4]

RMR classification, the effective height on the lining system is denoted by h and is calculated from the below "Equation. 1" [3].

$$h = \frac{100 - RMR}{RMR} B \quad (1)$$

In this relation, b is the section width. "Table 2" shows the values of loads on the structure.

"Fig.2" shows the general way of implementing these radial and tangential springs.

"Fig.3" shows the general curve used for pushover analysis. Depending on the coordinates of the characteristic points, this curve can be formulated for any shapes.

Considering three levels of performance (immediate operation (IO), life safety (LS) and collapse prevention (CP)), these three levels were also considered in results. "Fig.4" shows the arrangement of these surfaces for the primary and secondary members.

Finally, Reduction factor is proposed in the ATC-19 "Equation 2". Where R_s is the period-dependent strength factor, R_{μ} is the period-dependent ductility factor and RR is the redundancy factor [6].

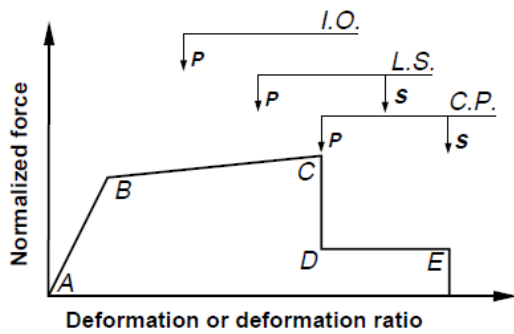


Fig. 4. Three performance levels 5. Reduction factor values with different cases

3- RESULTS AND DISCUSSION

As a result, the value of RR is unit, so the values of R_{μ} and R_s are multiplied with each other and finally the reduction factor will be obtained. “Fig.5” shows the values of the reduction factor for all the mentioned cases in this study.

4- CONCLUSIONS

In this study, the reduction factor was calculated for the tunnel under blast loading by generalizing the relationships been in the codes to determine coefficient. 27 reduction factors were obtained with different types of boundary condition, soil and performance level. The following conclusion can be drawn

based on the numerical results:

- The period of underground structures in this study has an average of 0.03 seconds. The ratio of the dynamic load duration to the average period of the structure is about 12 times, so the structure can deform considerably.
- The average reduction factor of these structures is about 3.19.
- The coefficient of strength of the structure decreases with increasing hardness of the soil and its average amount for the proposed states is 2.44.
- The reduction coefficient due to ductility has a mean value of 1.3 for all cases.

REFERENCES

- [1] TM5-855-1. Fundamentals of Protective Design for Conventional Weapon. Washington, DC: Department of U.S Army Security Engineering, November 1986. Technical Manual.
- [2] Bieniawski, Z.T. 1989. Engineering rock mass classifications. New York: Wiley.
- [3] “Engineering and Design Tunnels and Shafts in Rock”; EM 1110-2-2901, Dep’t. of the Army, U.S. Army Corps of Eng. Washington, DC 20314-1000, 1997.
- [4] SAP2000 14.2.2; “Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structures”; Berkeley, California, Computers and Structures Inc., 2010.
- [5] FEMA 273, 1997, “SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS” October 1997 Washington, D.C.
- [6] ATC. (1995). ATC-19: Structural Response Modification Factors. Redwood City: Applied Technology Council.

HOW TO CITE THIS ARTICLE

S. Peyman, A. Babaei , M.H. Taghavi Parsa, A. Akbar, Evaluation of Reduction Factor for concrete coatings of underground structures under blast loading, Amirkabir J. Civil Eng., 52(10) (2021) 613-616.

DOI: 10.22060/ceej.2019.14735.5733





تعیین ضریب رفتار پوشش بتنی سازه های زیرزمینی تحت بارگذاری انفجاری

صفا پیمان^۱، محمدحسین تقوی پارسا^۲، امین بابایی^۳، احمد اکبری^۴

^۱ استادیار، دانشکده عمران، دانشگاه جامع امام حسین(علیه السلام)، ایران

^۲ دانشجوی دکتری رشته عمران گرایش سازه، دانشکده عمران، دانشگاه جامع امام حسین(علیه السلام)، ایران

^۳ کارشناس ارشد سازه، دانشکده عمران، دانشگاه جامع امام حسین(علیه السلام)

^۴ کارشناس ارشد سازه، گروه مهندسی مشاور ساحل

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۳۹۷-۰۵-۰۳

بازنگری: ۱۳۹۷-۰۹-۰۷

پذیرش: ۱۳۹۸-۰۶-۲۶

ارائه آنلاین: ۱۳۹۸-۰۷-۱۴

کلمات کلیدی:

ضریب رفتار،

تحلیل غیرخطی

فنر وینکلر

مفاصل پلاستیک

SAP2000

انفجار

تونل

خلاصه: به طور کلی سازه‌های زیرزمینی در هنگام اعمال بارهای دینامیکی همچون زلزله و انفجار از خود رفتار غیرخطی نشان می‌دهند. یکی از مهم‌ترین پارامترها برای بارگذاری، تحلیل و طراحی این نوع از سازه‌ها تحت اثر بارهای دینامیکی ضریب رفتار است. این ضریب به نحوی مشارکت دهنده رفتار غیرخطی سازه در تحلیل‌های خطی و یا به عبارت دیگر یک عامل موثر بر رفتار غیرخطی سازه در تحلیل‌های خطی است. با اعمال این ضریب می‌توان تحلیل‌های خطی را جایگزین تحلیل‌های غیرخطی مرسوم در تحلیل و طراحی سازه‌های مقاوم در برابر انفجار که عمدتاً وقت‌گیر و پیچیده‌اند، نمود. بررسی‌ها نشان می‌دهد، مقدار یا محدوده‌ی قابل قبولی برای ضریب رفتار پوشش بتنی سازه‌های زیرزمینی تحت اثر بارهای انفجاری مشخص نمی‌باشد. به صورت متداول برای یافتن این ضریب ابتدا سازه توسط یک نرم‌افزار عددی که قادر به محاسبه اندرکنش سازه و خاک است، مدل می‌شود. در این تحقیق مفاصل پلاستیک با استفاده از نرم‌افزار SAP2000 معرفی شده و تحلیل پوشش آور روی پوشش بتنی تونل تحت الگوی بار انفجاری صورت پذیرفته است. همچنین به کمک خروجی تحلیل‌های عددی، منحنی دو خطی نیرو-تغییر مکان قائم برای سطوح عملکرد مختلف سازه ترسیم شده است. در انتها با کمک روابط تحلیلی بیان‌شده در مقاله، ضریب رفتار سازه تحت الگوی بار انفجاری به دست می‌آید. مشاهده می‌شود ضریب رفتار برای این‌گونه سازه‌ها فقط وابسته به دو پارامتر شکل‌پذیری سازه و مقاومت افزون آن در رفتار غیرخطی است.

۱- مقدمه

با توجه به اهمیت سازه و تهدید موردنظر مشخص می‌شود. با توجه به مکان‌های قرارگیری این سازه‌ها، رسیدن به عمق‌های بیشتر منجر به طولانی شدن مسیرهای دسترسی و افزایش هزینه‌های ساخت می‌گردد. بر این اساس، بارگذاری، تحلیل و طراحی قسمت اصلی سازه‌های دفاعی مزبور دارای اهمیت کاربردی بالایی می‌باشد. یکی از مهم‌ترین ویژگی این سازه‌ها رفتار غیرخطی آن‌ها در هنگام اعمال بارهای دینامیکی همچون انفجار است. ضریب رفتار در واقع تأثیر دهنده رفتار غیرخطی سازه در تحلیل‌های خطی می‌باشد.

سازه‌های زیرزمینی دفاعی برای محافظت از تأسیسات مهم نظامی و غیرنظامی در برابر آثار سلاح‌های نفوذکننده و دقیق دشمن احداث می‌شوند. مجموعه‌های زیرزمینی جزء بهترین گزینه‌ها برای احداث قرارگاه‌های فرماندهی و کنترل، پناهگاه‌های عمومی، انبار سلاح‌ها، تجهیزات مهم و صنایع دفاعی می‌باشند. معمولاً قسمت اصلی سازه‌های زیرزمینی دفاعی در جایی قرار می‌گیرد که ارتفاع سنگ یا خاک روی آن به اندازه کافی باشد. عمق سازه‌های زیرزمینی

در سال‌های اخیر پژوهش‌های بسیاری بر روی رفتار تونل‌ها انجام

* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: enmhparsa@gmail.com



شده است؛ پیک و همکاران [۱] تحقیقات جامعی را بر روی تغییر شکل تونل در زمین‌های سست انجام داده و روابط تجربی را جهت محاسبه نشست تونل ارائه نموده است. کوریبایشی و همکاران [۲] رفتار دینامیکی سازه‌های زیرزمینی را بررسی نمود و نیروی محوری و برشی و لنگر خمشی را در طول تونل موردبررسی، محاسبه نمود. اون [۳] تحقیقاتی را بر روی سازه‌های زیرزمینی بزرگ انجام داد و ونگ [۴] بر مبنای کار او و مطالعات خود توانست یک روش کاربردی در عین سادگی برای تحلیل لرزه‌ای تونل‌های عمیق و کم‌عمق بر مبنای تغییر شکل عرضی تونل با مقاطع دایره و مستطیل ارائه نماید. هشاش [۵] توانست با تکمیل روش‌های بیان‌شده توسط دانشمندان قبل از خود بخصوص ونگ و تکمیل کار او با نمودارها و جداول و بدون مدل‌سازی مستقیم محیط دربرگیرنده تونل و فقط با در نظر گرفتن اثر آن بر روی سازه، رفتار عرضی تونل را مورد تحلیل و بررسی قرار دهد. هوایی لیوو در سال ۲۰۰۹ [۶] با استفاده از مدل اجزاء محدود دینامیکی صریح، توسط نرم‌افزار تجاری Abaqus پاسخ غیرخطی تونل‌های متروی شهر نیویورک را تحت بارگذاری انفجار داخلی مورد بررسی قرارداد. در سال ۲۰۱۰ یوبینگ یانگ و همکاران [۷] به شبیه‌سازی عددی تونل دایره‌ای مترو تحت اثر انفجار سطحی پرداختند. در سال ۲۰۱۴ آقایان تیواری و همکاران [۸] تحلیل ۳ بعدی دینامیکی غیرخطی روی تونل‌های زیرزمینی تحت بار انفجار انجام دادند. صفا پیمان و همکارانش به بررسی رفتار سازه‌های زیر زمینی تحت اثر بارهای دینامیکی پرداخته‌اند [۹، ۱۰ و ۱۱].

در این مقاله سعی شده به کمک روابط بیان شده برای بارگذاری سازه‌های مدفون تحت بار انفجار با در نظر گرفتن مقدار ماده منفجره و فاصله مرکز انفجار به عنوان پارامترهای ثابت، تاثیر میزان سختی بستر و تاثیر میزان پیوستگی توده سنگ در سطوح عملکردی متفاوت در تعیین ضریب رفتار سازه بررسی گردد. با اعمال این ضریب می توان از تحلیل‌های خطی به جای تحلیل‌های وقت‌گیر و پیچیده غیرخطی مرسوم در تحلیل و طراحی مقاوم در برابر انفجار بهره برد.

۲- انفجار

انفجارها از نظر موقعیت نسبت به سازه به دو دسته انفجار خارجی (خارج از سازه) و انفجار داخلی (داخل سازه) تقسیم می‌شوند [۱۲]. با توجه به پیچیده بودن پدیده انفجار، معمولاً رابطه‌های ارائه‌شده برای محاسبه اضافه فشار یا فشار ناشی از انفجار، ترکیبی از روابط تئوری و نتایج آزمایشگاهی است. در قرن نوزده میلادی آزمایش‌های گسترده‌ای درباره بررسی پدیده انفجار و آثار آن بر سازه‌ها و تأسیسات نزدیک به محل انفجار توسط پژوهشگران انجام شده است [۱۳]. بر مبنای نتایج حاصل از این آزمایش‌ها و نظریه‌های حاکم بر انتشار موج، روابط مختلفی برای محاسبه اندازه اضافه فشار ناشی از انفجار ارائه شده است [۱۲ و ۱۴]. در ادامه به بررسی پارامترهای

شده است؛ پیک و همکاران [۱] تحقیقات جامعی را بر روی تغییر شکل تونل در زمین‌های سست انجام داده و روابط تجربی را جهت محاسبه نشست تونل ارائه نموده است. کوریبایشی و همکاران [۲] رفتار دینامیکی سازه‌های زیرزمینی را بررسی نمود و نیروی محوری و برشی و لنگر خمشی را در طول تونل موردبررسی، محاسبه نمود. اون [۳] تحقیقاتی را بر روی سازه‌های زیرزمینی بزرگ انجام داد و ونگ [۴] بر مبنای کار او و مطالعات خود توانست یک روش کاربردی در عین سادگی برای تحلیل لرزه‌ای تونل‌های عمیق و کم‌عمق بر مبنای تغییر شکل عرضی تونل با مقاطع دایره و مستطیل ارائه نماید. هشاش [۵] توانست با تکمیل روش‌های بیان‌شده توسط دانشمندان قبل از خود بخصوص ونگ و تکمیل کار او با نمودارها و جداول و بدون مدل‌سازی مستقیم محیط دربرگیرنده تونل و فقط با در نظر گرفتن اثر آن بر روی سازه، رفتار عرضی تونل را مورد تحلیل و بررسی قرار دهد. هوایی لیوو در سال ۲۰۰۹ [۶] با استفاده از مدل اجزاء محدود دینامیکی صریح، توسط نرم‌افزار تجاری Abaqus پاسخ غیرخطی تونل‌های متروی شهر نیویورک را تحت بارگذاری انفجار داخلی مورد بررسی قرارداد. در سال ۲۰۱۰ یوبینگ یانگ و همکاران [۷] به شبیه‌سازی عددی تونل دایره‌ای مترو تحت اثر انفجار سطحی پرداختند. در سال ۲۰۱۴ آقایان تیواری و همکاران [۸] تحلیل ۳ بعدی دینامیکی غیرخطی روی تونل‌های زیرزمینی تحت بار انفجار انجام دادند. صفا پیمان و همکارانش به بررسی رفتار سازه‌های زیر زمینی تحت اثر بارهای دینامیکی پرداخته‌اند [۹، ۱۰ و ۱۱].

در این مقاله سعی شده به کمک روابط بیان شده برای بارگذاری سازه‌های مدفون تحت بار انفجار با در نظر گرفتن مقدار ماده منفجره و فاصله مرکز انفجار به عنوان پارامترهای ثابت، تاثیر میزان سختی بستر و تاثیر میزان پیوستگی توده سنگ در سطوح عملکردی متفاوت در تعیین ضریب رفتار سازه بررسی گردد. با اعمال این ضریب می توان از تحلیل‌های خطی به جای تحلیل‌های وقت‌گیر و پیچیده غیرخطی مرسوم در تحلیل و طراحی مقاوم در برابر انفجار بهره برد.

هندسه‌ی اولیه‌ی تونل که دارای مقطع نعل اسبی است. در نرم‌افزار AutoCad ترسیم‌شده و بعد به نرم‌افزار SAP2000 وارد شده است. نرم افزار SAP2000 به طور گسترده‌ای برای تحلیل و طراحی سازه‌های صنعتی، پل‌ها، ساختمان‌ها و سازه‌های زیرزمینی در دنیا و به ویژه در ایران استفاده می‌شود. برای مدل‌سازی خاک پیرامون

جدول ۱. مقادیر ضریب تضعیف برای انواع مصالح [۱۲]

Table 1. Attenuation factor values for different materials

نوع ماده	ضریب فرسایش انرژی موج (Attenuation Factor)
ماسه بسیار متراکم	۲/۵
ماسه متراکم	۲/۷۵
ماسه بسیار ضعیف	۳/۲۵

منفجره (میزان پیوستگی ماده منفجره با زمین) می باشد که مقدار آن با استفاده از نمودار شکل (۱) به دست می آید. W وزن ماده منفجره برحسب کیلوگرم، R فاصله از محل انفجار به متر، u سرعت ذره ای بیشینه، P فشار در خاک برحسب کیلوگرم بر مترمربع در فاصله R ، ρ چگالی خاک و n ضریب تضعیف خاک می باشد که وابسته به نوع خاک است و مقدار آن با استفاده از جدول (۱) به دست می آید.

C سرعت انتشار موج انفجار برحسب متر بر ثانیه می باشد، مقدار این پارامتر به مقدار سرعت لرزه ای و بیشینه سرعت ذره ای خاک وابسته است. مقدار این سرعت برای رس کاملاً اشباع شده همان سرعت لرزه ای خاک یا همان C می باشد و مقدار آن برای خاک های رس اشباع شده و ماسه به ترتیب با استفاده از رابطه های (۳) و (۴) به دست می آید [۱۲ و ۱۴].

$$C = 0.6c + \left(\frac{n+1}{n-2}\right)u \quad (3)$$

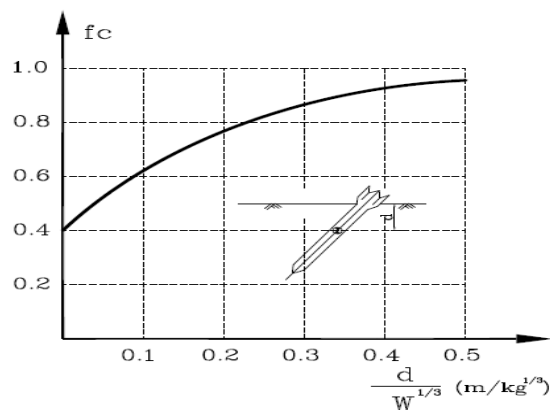
$$C = c + \left(\frac{n+1}{n-2}\right)u \quad (4)$$

در این رابطه ها، C همان سرعت لرزه ای خاک است که مقدار آن با استفاده از رابطه (۵) محاسبه می شود، E ضریب الاستیسیته و ρ جرم حجمی زمین اطراف تونل می باشد.

$$c = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (5)$$

از سوی دیگر، ماهیت بارهای انفجار همانند یک ضربه مثلثی است؛ مانند رابطه ارائه شده برای فشار، رابطه (۶) نیز برای محاسبه موج ضربه ارائه شده است.

$$I_0 = \rho.C.x \quad (6)$$



شکل ۱. رابطه ضریب جفت شدگی زمین با عمق نفوذ مقیاس شده [۱۲]
Fig. 1. Dependence of coupling factor on scaled depth of burst

اساسی در تعیین محاسبه بار انفجاری وارد بر سازه های زیرزمینی پرداخته شده است.

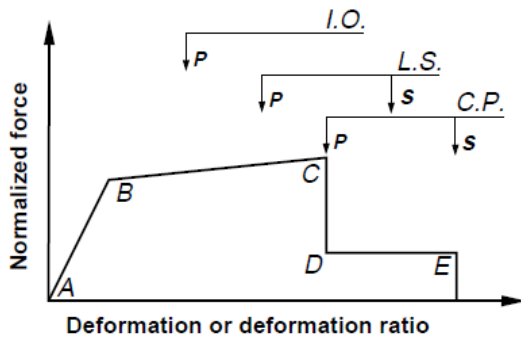
۲-۱- بررسی انتشار، فشار و ضربه انفجار مدفون

امواج ناشی از انفجارهای سطحی و نفوذی در خاک به دو صورت موج های حجمی (فشاری یا عرضی) و موج سطحی (رایلی) منتشر می شوند. برای سازه های مدفون نزدیک به محل انفجار، آثار امواج سطحی نسبت به امواج حجمی فشاری ناچیز می باشد. تأثیر انفجار در خاک به مشخصات خاک، وجود سنگ های سخت و نیمه سخت و میزان چسبندگی ذرات خاک بستگی دارد. برای به دست آوردن سرعت ذره ای بیشینه و توزیع فشار این موج در محیط های پیوسته و آزاد، رابطه های زیادی برای حالت های مختلف به صورت تجربی و نیمه تحلیلی پیشنهاد شده است. اساس این رابطه ها بر مبنای بیان روابط تغییر شکل و روابط بقای اندازه حرکت و انرژی می باشد که با توجه به مشاهدات تجربی، ساده سازی های لازم بر آنها اعمال شده است. در ادامه رابطه ای که از ارزش کاربردی بالاتری برخوردار است و توسط آیین نامه ها و مراجع اصلی پذیرفته شده است، همراه با توضیحات مورد نیاز ارائه می گردد [۱۴].

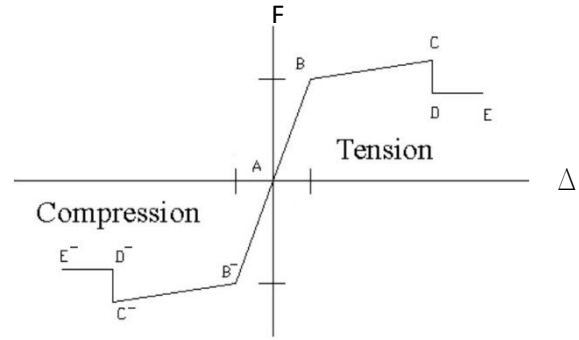
$$u = 48.8 f_c \left(\frac{2.52R}{W^{1/3}}\right)^{-n} \quad (1)$$

$$P_0 = \rho.C.u \quad (2)$$

در رابطه های (۱) و (۲)، f_c ضریب جفت شدگی زمین و ماده



شکل ۳. روند تشکیل مفاصل پلاستیک [۱۸]
Fig. 3. Process of plastic hinge formation



شکل ۲. منحنی نیرو-تغییر مکان عمومی برای تحلیل بارافزون [۱۷]
Fig. 2. Load-displacement curve for incremental load

تحلیل غیرخطی ابتدا مفاصل خمیری در نقاط حداکثر لنگرهای ناشی از بارهای ثقلی پیش‌بینی و تحلیل مدل سازه بر این اساس انجام می‌شود. پس از تحلیل با استفاده از نتایج حاصل، باید دیاگرام لنگر خمشی عضو مجدداً ترسیم و محل تشکیل مفاصل خمیری کنترل شود. برای این منظور دیاگرام لنگر از جمع دیاگرام لنگر حاصل از بارهای ثقلی و لنگر حاصل از بار جانبی به دست می‌آید و باید با ظرفیت مورد انتظار از عضو در تمام طول مقایسه گردد. چنان چه موقعیت پیش‌بینی شده برای مفصل خمیری صحیح نباشد، لازم است تحلیل سازه مجدداً و با اصلاح موقعیت مفصل خمیری انجام شود [۱۵]. جهت اصلاح مشخصات مفاصل از جداول معیارهای پذیرش اعضا در FEMA-۳۵۶ استفاده می‌شود [۱۶].

در شکل (۲) منحنی عمومی که برای تحلیل بارافزون به کار می‌رود، نشان داده شده است. این منحنی با توجه به مختصات نقاط مشخصه می‌تواند دارای هر شکلی و حتی دارای عدم تقارن باشد. با توجه به این که همواره ۳ سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS) و آستانه فروریزش (CP) در هنگام بررسی مفاصل مورد توجه قرار می‌گیرد، در تحلیل نتایج نیز این سطوح بررسی شده است. در شکل (۳) ترتیب این سطوح برای اعضای اصلی و فرعی مشخص شده است. این سطوح با همین نظم و با توجه به معیارهای پذیرش می‌توانند در طول شکل جابجا شوند.

نحوه تشکیل مفاصل در مقطع موردنظر باید به نحوی باشد که کلیت پایداری تونل تحت تأثیر قرار نگیرد. اگر دهانه تونل به صورت قاب بتنی فرض شود، طبق شکل (۴) شرایط قابل پذیرش برای قاب بتنی نشان داده شده است.

در رابطه بالا x تغییر مکان ذره ای بیشینه می‌باشد که مقدار آن از رابطه زیر به دست می‌آید.

$$x = 60W^{1/3} \frac{f_c}{c} \left(\frac{2.52R}{W^{1/3}} \right)^{1-n} \quad (7)$$

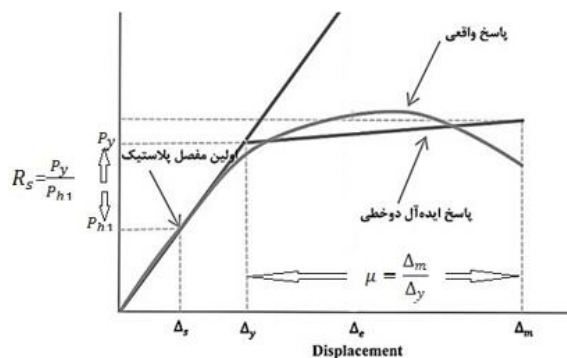
به این ترتیب، با داشتن مقادیر فشار بیشینه و ضربه ناشی از انفجار می‌توان زمان اعمال بار انفجاری را به صورت یک ضربه مثلثی محاسبه نمود (رابطه ۸). با داشتن بیشینه فشار و زمان اعمال بار می‌توان بارگذاری انفجاری را در فاصله موردنظر به صورت دینامیکی به پوشش بتنی سازه‌های زیرزمینی اعمال نمود.

$$T_0 = \frac{2I_0}{P_0} \quad (8)$$

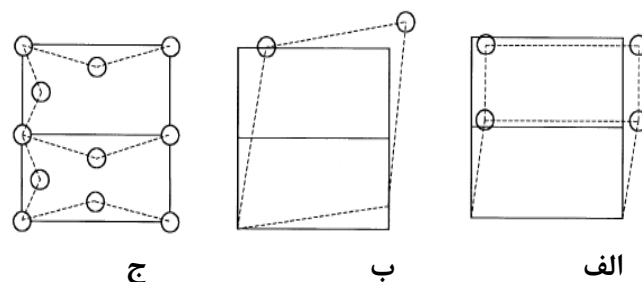
به طور کلی با استفاده از رابطه‌ها و نمودارهای ارائه شده برای محاسبه اثر انفجار مدفون بر سازه‌های زیرزمینی، بارگذاری دینامیکی این سازه‌ها با توجه به عمق نفوذ، مقدار ماده منفجره، مشخصات خاک و عمق دفن تونل انجام می‌شود.

۳- تحلیل بارافزون و مفصل پلاستیک

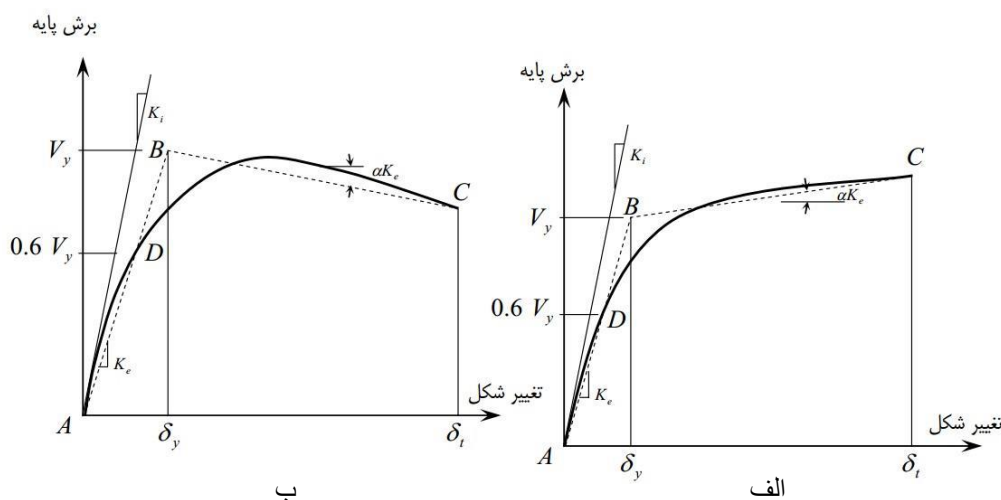
در طراحی و بهسازی سازه‌ها بر اساس عملکرد، سازه تحت یک سری نیروهای جانبی هل داده می‌شود. با افزایش جابجایی جانبی، نیروهای موجود در اجزای سازه نیز افزایش می‌یابد تا حدی که در بعضی از نقاط سازه، نیروهای موجود از مقدار نیروهای حد تسلیم فراتر می‌روند و مفصل پلاستیک در سازه ایجاد می‌شود. به این روند تحلیل استاتیکی غیرخطی یا بارافزون گفته می‌شود. در روش‌های



شکل ۵. منحنی نیرو-تغییر مکان و پارامترهای تعیین ضریب رفتار [۲۱]
Fig. 5. Load-displacement curve and the parameters of the structural behavior coefficient



شکل ۴. شرایط قابل قبول (الف و ب) و غیر قابل قبول (ج) برای مفاصل [۴]
Fig. 4. Hinge condition: (a) and (b) acceptable, (c) unacceptable



شکل ۶. منحنی ساده شده نیرو-تغییر مکان (دوخطی) [۲۲]
Fig. 6. Simplified load-displacement curve (bilinear)

اطمینان طراحی بستگی دارد [۱۹].

برای یافتن ضریب رفتار سازه لازم است ابتدا بر روی آن تحلیل استاتیکی غیرخطی (بارافزون) انجام شود. به وسیله تحلیل استاتیکی غیرخطی یک سازه می‌توان نمودار پاسخ کلی آن را به دست آورد. این نمودار بیانگر میزان جابجایی بالاترین تراز سازه (که در این تحقیق تاج تونل فرض شده) در مقابل افزایش تدریجی نیروی برشی پایه است. در شکل (۵) نمونه‌ای از منحنی پاسخ کل سازه در اثر تحلیل به روش نیروهای فزاینده استاتیکی غیرخطی رسم شده است [۲۰].

این نمودار، ارتباط بین نیروی جانبی و تغییر مکان نقطه‌ی کنترل را مطابق شکل (۵) مشخص می‌نماید. به منظور محاسبه سختی جانبی مؤثر (Ke) و برش تسلیم مؤثر (Vy) باید با یک مدل رفتار دوخطی ساده جایگزین این منحنی شود [۲۲].

مدل رفتاری مطابق شکل (۷-الف) در سازه‌هایی که پس از

۴- شناخت ضریب رفتار و منحنی نیرو-تغییر مکان

با توجه به اینکه سازه تحت بار دینامیکی وارد تغییر شکل‌های غیر ارتجاعی می‌گردد، سازه می‌تواند قسمتی از انرژی وارد شده را جذب و مستهلک کند. استفاده از تحلیل‌های غیرخطی برای در نظر گرفتن این کاهش انرژی وارده به مراتب پیچیده‌تر و زمان‌گیرتر از تحلیل‌های خطی است. آسان‌ترین روشی که به کمک آن می‌توان این انرژی مستهلک شده را در سازه دید، اعمال ضریبی به نام ضریب رفتار سازه در محاسبات استاتیکی می‌باشد.

ضریب رفتار یا ضریب کاهش نیرو به عنوان ضریبی که دربرگیرنده عملکرد غیر ارتجاعی سازه‌ها در برابر بارهای جانبی شدید می‌باشد، به پارامترهایی نظیر ضریب شکل‌پذیری، زمان تناوب اصلی سازه، ضریب میرایی سازه، مشخصات خاک، مشخصات بار دینامیکی، رفتار بار تغییر شکل، ضریب مقاومت افزون، مشارکت مودهای بالا و ضریب

است. این ضریب برای لحاظ کردن ظرفیت شکل‌پذیری سازه در محدوده غیرخطی در نظر گرفته می‌شود. از طرفی مطابق معادله ۱۱ شکل‌پذیری عبارت است از قابلیت تحمل بار به ازاء افزایش تغییرمکان غیر خطی بدون فروریزش سازه [۲۱]:

$$\mu = \frac{\Delta m}{\Delta y} \quad (11)$$

با مشخص بودن نسبت شکل‌پذیری، با استفاده از روابط موجود برای ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری و با توجه به پیوند پایین سازه زیرزمینی، مناسب‌ترین روش، روش کراوینکلر و نسا می‌باشد که در رابطه (۱۲) آمده است [۲۴]:

$$R_{\mu} = [C(\mu - 1) + 1]^c \quad (12)$$

که در آن C بر حسب مقادیر a و b با توجه به معادله ۱۳ از طریق جدول ۲ به دست می‌آید. (برای درک بهتر به شکل (۶) مراجعه شود):

$$C(T, \alpha) = \left(\frac{T^a}{T^a + 1}\right) + \left(\frac{b}{T}\right) \quad (13)$$

(R_R) ضریب کاهش به علت نامعین بودن سازه است. در اکثر آیین‌نامه‌های ساختمانی اگر در جهت موردبررسی، سازه دارای ۴ سیستم باربر به بالا باشد، ضریب مربوط به نامعینی برابر با ۱ در نظر گرفته می‌شود و به دلیل این‌که اطراف تونل منطقه‌ی وسیعی خاک یا سنگ قرار گرفته است، در نتیجه مهارشدگی و محصورشدگی زیادی اطراف تونل وجود دارد و برای تونل‌ها R_R برابر یک در نظر گرفته می‌شود [۲۱].

۶- شبیه‌سازی و تحلیل سازه زیرزمینی

۶-۱- صحت‌سنجی

۶-۱-۱- تحلیل و طراحی سازه‌های زیرزمینی تحت اثر بارگذاری

انفجاری

در این قسمت شبیه‌سازی عددی انفجاری معادل ۵۴۵ کیلوگرم از ماده منفجره TNT ناشی از نفوذ بمبی به عمق ۶ متری زمین، بر روی سازه زیرزمینی مانند شکل (۷) انجام گرفته است. اگر فاصله

جدول ۲. مقادیر a و b با توجه به درصد آلفا [۲۴]
Table 2. a and b values according to alpha values

مقادیر درصد آلفا	a	b
۰	۱	۰/۴۲
۲	۱	۰/۳۷
۱۰	۰/۸	۰/۲۹

تسلیم دارای سختی مثبت هستند ($0 < \alpha$) و در سازه‌هایی که پس از تسلیم دارای سختی منفی هستند ($\alpha > 0$) مدل رفتاری مطابق شکل (۷-ب) است. به کمک این منحنی دوخطی می‌توان پارامترهای اساسی در ضریب رفتار سازه را به دست آورد. در ادامه مقاله نحوه استخراج این پارامترها تشریح داده شده است.

۵- نحوه به دست آوردن ضریب رفتار

ضریب رفتار سازه‌های زیرزمینی به مقدار مقاومت سازه، شکل‌پذیری و محصوریت آن در بستر پیرامونش وابسته است. در آیین‌نامه ۱۹-ATC ضریب رفتار مانند رابطه (۹) پیشنهاد شده است [۲۳]:

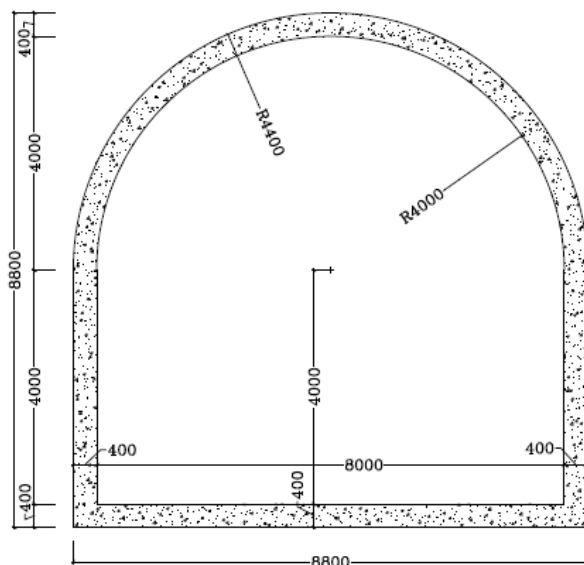
$$R = R_s R_{\mu} R_R \quad (9)$$

(R_s) عبارت است از ضریب مقاومت افزون که از خارج قسمت نیروی متناظر با حد تسلیم کلی سازه در هنگام تشکیل مکانیسم خرابی به نیروی متناظر با تشکیل اولین مفصل خمیری در سازه که با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی روی پوشش تونل به دست می‌آید [۲۱].

$$R_s = \frac{P_y}{P_{h_i}} \quad (10)$$

به‌طورکلی عوامل زیادی در مقدار ضریب اضافه مقاومت تأثیر گذارند. این عوامل شامل اضافه مقاومت سازه در نتیجه باز توزیع نیروهای داخلی، محدودیت‌های آیین‌نامه‌های مربوط به تغییر مکان جانبی طبقات، بیش‌تر بودن مقاومت مصالح نسبت به مقاومت اسمی، سخت‌شوندگی کرنشی، بزرگ‌تر در نظر گرفتن مقاطع نسبت به مقاطع مورد نیاز به علت تیپ بندی، ترکیبات بارگذاری و... هستند [۱۵].

ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری با (R_{μ}) نشان داده شده



شکل ۷. هندسه تونل زیرزمینی (ابعاد به میلی‌متر)
Fig. 7. The geometry of the underground tunnel

جدول ۳. مقایسه مقادیر مرجع و مدل شبیه‌سازی شده

Table 3. Comparison between reference values and simulated model

درصد اختلاف	مدل	مقاله	مقادیر محاسبه شده
۵/۵	۷۲/۲	۷۶/۲۴	لنگر خمشی محل تلاقی دیواره و کف تونل (Ton .m)
۱۰	۱۹۶/۴	۲۱۸/۲۷	نیروی محوری قسمتی از دیواره و کف تونل (Ton)

۲-۶- مدل‌سازی سازه زیرزمینی و مصالح آن

مشابه شکل (۷) مقطع در نظر گرفته شده برای تحلیل یک مقطع نعلی شکل به ضخامت ۴۰ سانتی‌متر و دهانه ۸ متر است. با توجه به تحلیل اولیه انجام شده، پوشش بتنی با دو ردیف آرماتور خمشی $(Cm) \Phi 20 @ 20$ با پوشش ۶ سانتی‌متر میلگردگذاری می‌شود. همچنین مشخصات بتن استفاده شده برای پوشش بتنی در جدول (۴) آمده است. به منظور در نظر گرفتن رفتار غیر خطی بتن مسلح در این مدل سازی از مدل پیشنهادی مندر استفاده شده است.

۳-۶- بارگذاری پوشش بتنی تونل

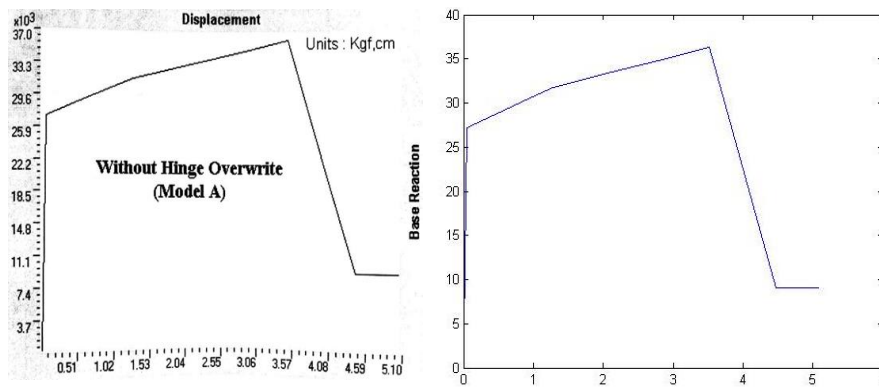
در تحلیل استاتیکی غیرخطی اثرات بار ثقلی و انفجاری می‌بایست هم‌زمان در نظر گرفته شوند. بارگذاری انفجاری با الگوی یکنواخت بعد از بار ثقلی به سازه وارد می‌شود. برای بارگذاری ثقلی به کمک روش امتیاز توده سنگ (RMR) که در نشریه ۵۳۷ (دستورالعمل طراحی

مرکز انفجار از سطح‌رویی پوشش بتنی ۴۰ متر باشد، با استفاده از رابطه‌های (۲، ۶ و ۸) مقادیر فشار بیشینه، ضربه و مدت‌زمان اعمال بار مثلثی ضربه‌ای به دست می‌آید، سپس با انجام تحلیل تاریخچه زمانی، مقادیر لنگر خمشی و نیروی محوری فشاری محل تلاقی کف و دیواره مطابق با جدول ۳ مقایسه شده است [۱۰].

۲-۱-۶- صحت‌سنجی نرم‌افزار SAP۲۰۰۰

جهت بررسی مجدد پارامترهای تأثیرگذار در نمودار نیرو-تغییرمکان، نمودار بارافزون حاصله از کد نوشته شده در نرم‌افزار Matlab، با نمودار بارافزون مثال شماره ۲۶ راهنمای نرم‌افزار SAP۲۰۰۰ با موضوع (moment and shear hinges) مقایسه شده است (شکل ۸).

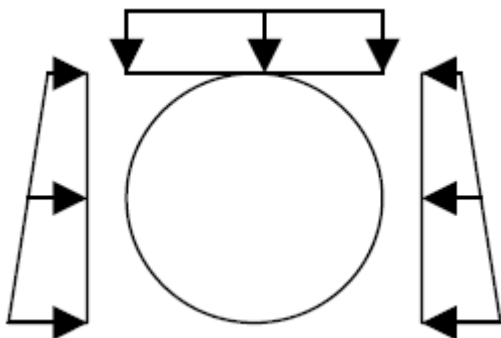
همانطور که در شکل ۸ مشخص است، می‌توان به کد نوشته شده جهت رسم نمودار بارافزون اطمینان نمود.



شکل ۸. مقایسه نمودار بارافزون تیر طره در نرم افزار matlab و مثال ۲۶ نرم افزار SAP2000
 Fig. 8. Comparison between incremental load curve of cantilever beam in matlab software and the example 26 of SAP2000 software

جدول ۴. مشخصات پوشش بتنی تونل
 Table 4. The concrete cover properties of tunnel

مدول الاستیسیته (GPa)	ضریب پواسون	جرم حجمی (kg/m^3)
۲۵/۶	۰/۲	۲۶۰۰



شکل ۹. الگوهای اعمال افقی به صورت دوزنقه شکل [۲۶]
 Fig. 9. Trapezoidal patterns of horizontal load

رابطه های بیان شده برای انفجار در درون زمین، مقادیر فشار بیشینه ($0.358/567 \text{ ton/m}^2$) و مدت زمان اعمال بار مثلی ضربه ای $0.358/567$ ثانیه مشخص می گردد. در ادامه بار سنگ به سازه اعمال می گردد.

۴-۶- مشخصات محیط اطراف تونل

با توجه به پراکندگی مشخصات محیط های سنگی و خاکی سعی بر آن شد که محیط های دربرگیرنده تونل با پراکندگی مناسبی از مشخصات سنگ های موجود انتخاب شوند که این مشخصات در جدول (۶) آمده است.

و اجرای سیستم های نگهداری تونل های معدنی) آمده است، انجام می شود. روش RMR برای محاسبه بار وارد بر سیستم نگهداری و پیش بینی سیستم نگهداری مورد استفاده قرار می گیرد. در رده بندی RMR ارتفاع ناحیه سست شده که وزن خود را بر سیستم نگهداری وارد می کند، با h نشان داده شده و از رابطه (۱۴) محاسبه می شود:

$$h = \frac{100 - RMR}{RMR} B \quad (14)$$

B عرض تونل بر حسب متر و h ارتفاع بار سنگ بر حسب متر است. طبق رابطه اونال و با داشتن وزن مخصوص سنگ (γ) می توان نیروی وارده بر تونل را طبق رابطه (۱۵) محاسبه نمود [۲۵]:

$$p = \gamma h \quad (15)$$

بار افقی به صورت دوزنقه مطابق شکل (۹) به سازه وارد می شود. با توجه به رابطه (۱۵)، مقدار بار سنگ وارده به مقطع با توجه به هر یک از وضعیت های توده ی سنگ طبق جدول (۵) مشخص می گردد.

برای بارگذاری انفجاری، فرض می شود انفجاری معادل ۷۵۰ کیلوگرم ماده منفجره TNT ناشی از نفوذ بمبی به عمق ۸ متری زمین، بالای تاج سازه زیرزمینی مورد بررسی رخ دهد. اگر فاصله مرکز انفجار از سطح رویی پوشش بتنی ۲۰ متر باشد، با استفاده از

جدول ۵. مقادیر بارهای مردهی وارده
Table 5. Dead load values

نوع زمین	RMR	بار سنگ قائم (ton)	بار سنگ افقی (ton)
۱	۳۰	۳۰/۰۰	۱۲/۳۰
	۵۰	۱۶/۰۰	۶/۵۶
	۷۰	۶/۸۸	۲/۸۲
۲	۳۰	۳۴/۰۰	۱۲/۸۸
	۵۰	۱۸/۰۰	۶/۸۰
	۷۰	۷/۷۰	۳/۰۰
۳	۳۰	۳۷/۵۰	۱۱/۲۵
	۵۰	۲۰/۰۰	۶/۰۰
	۷۰	۸/۶۰	۲/۶۰

جدول ۶. مشخصات زمین و سختی معادل آن
Table 6. The properties of soil and equivalent stiffness

زمین ۳	زمین ۲	زمین ۱	واحد	
۱۵	۱۵	۱۵	m	عمق تونل
۲۵	۲۲/۶	۲۰	KN/m ³	وزن مخصوص خاک
۴۴۰۰	۲۵۰۰	۵۸۰	MPa	مدول الاستیک
۴۲۰	۳۳۴	۱۷۰	m/s	سرعت موج ارتعاشی
۰/۳۰	۰/۳۸	۰/۴۱	-	ضریب پواسون
پارامترهای محاسباتی				
۸۶۴۱۵۴	۴۵۲۸۹۷	۱۰۲۸۳۷	KN/m	سختی شعاعی فنر
۳۲۵۴۴۴	۱۶۴۰۹۳	۳۶۴۶۷	KN/m	سختی مماسی فنر

می‌شود. برای شبیه‌سازی خواص سازه‌ای پوشش، لولاهایی در محل اتصال این قطعات (جزء‌ها) در نظر گرفته می‌شود. برای شبیه‌سازی اندرکنش الاستیک بین پوشش و سنگ، در هر گره فنرهای شعاعی و مماسی به کار می‌رود. از آنجا که عملاً سطح تماس بین پوشش و سنگ نمی‌تواند هیچ‌گونه نیروی کششی را تحمل کند، می‌توان از فنرهایی که به هنگام کشش غیرفعال هستند، استفاده نمود. برای محاسبه سختی این فنرها از روابط (۱۶) و (۱۷) استفاده می‌شود:

$$k_r = E_r b \theta / (1 + \nu_r) \quad (16)$$

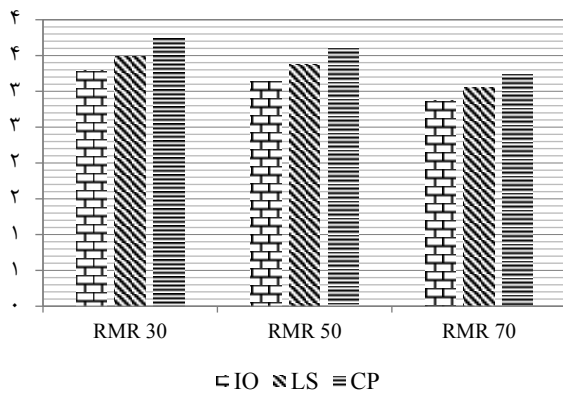
$$k_\theta = k_r G / E_r = 0.5 k_r / (1 + \nu_r) \quad (17)$$

۵-۶- فنرهای وینکلر

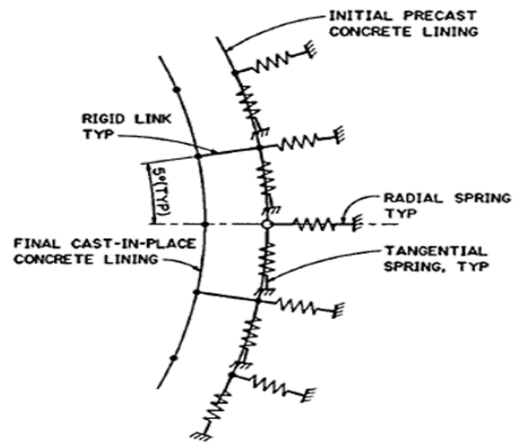
زمین به‌عنوان یک محیط فیزیکی با رفتار تغییر شکل‌پذیر در اطراف پوشش بتنی تأثیر قابل‌ملاحظه‌ای بر روی سازه آن خواهد داشت. به‌منظور اعمال این تأثیر در میان شیوه‌های متفاوت موجود، مدل‌سازی تأثیر اندرکنش زمین و سازه با استفاده از فنرهای کشسان وینکلر در اطراف پوشش بتنی، کاربرد وسیع‌تری دارد [۲۷]. استفاده از این نوع فنر در مدل کردن اثر محیط پیرامون تونل به دلیل راحتی آن بسیار رایج است. در شکل (۱۰) به‌صورت کلی نحوه‌ی جایگزین ساختن این فنرهای شعاعی و مماسی آورده شده است.

در تحلیل اجزاء محدود (FEM)، پوشش به جزء‌های تیر تقسیم

زمین نوع ۱



شکل ۱۱. ضرایب رفتار برای زمین نوع ۱
Fig. 11. Behavior coefficients for type 1 soil



شکل ۱۰. نحوه قرار گرفتن فنرهای شعاعی و مماسی [۲۷]
Fig. 10. The arrangement of radial and tangential springs

۱) حلقه خود ایستاد (آزاد) تحت بارهای افقی و قائم (بدون اندرکنش زمین)

۲) مکانیک محیط‌های پیوسته، راه‌حل‌های فرم بسته

۳) حلقه بارگذاری شده‌ای که با فنرهایی که اندرکنش زمین را شبیه‌سازی می‌کند، نگهداری شده است

۴) مکانیک محیط‌های پیوسته، راه‌حل‌های عددی [۲۷]

در این پژوهش به روش بند ۳ پس از اختصاص مشخصات مصالح، فنرها، تعریف مفاصل پلاستیک و اعمال بار سنگ و انفجار، تحلیل روی مقطع انجام می‌گردد. از نمودار بارافزون به دست آمده جهت رسم نمودار دوخطی نیرو-تغییر مکان هدف استفاده می‌شود. با توجه به واحد بودن مقدار R_R ، مقادیر R_S و R_H به دست آمده از نمودار دوخطی در یکدیگر ضرب شده و ضریب رفتار حاصل می‌گردد. برای درک بهتر از عددهای حاصل شده برای ضریب رفتار، نمودار ستونی ضریب رفتار برای هر نوع زمین به صورت مجزا در اشکال (۱۱) تا (۱۳) آمده است.

با توجه به اعداد به دست آمده می‌توان دریافت اگر زمین مدول الاستیسیته بالاتری داشته باشد و به اصطلاح سخت تر باشد، ضریب رفتار کمتر خواهد شد که سبب آن اندرکنش خاک و سازه است که به صورت فنر مدل شده و هرچه سختی آن بیشتر باشد، اجازه تغییر شکل کمتری را به سازه می‌دهد.

در مقایسه‌ی دیگر بین روند تغییرات ضریب رفتار با میزان RMR زمین می‌توان دریافت که با افزایش RMR زمین از مقدار ضریب رفتار آن کاسته می‌شود و دلیل آن شاید این است که سازه امکان

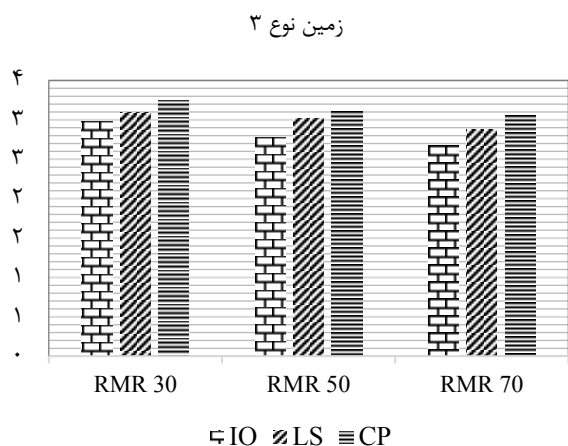
در این روابط k_r, k_θ به ترتیب سختی شعاعی و مماسی فنرها، G مدول برشی، θ زاویه قطاعی که یک قطعه تیری شکل را پوشش می‌دهد بر حسب رادیان است، E_p مدول الاستیسیته و b طول جزء تونل موردنظر است.

اگر پوشش متشکل از قطعات پیش‌ساخته (سگمنت) باشد، b را می‌توان برابر عرض حلقه سگمنت در نظر گرفت. بارها را می‌توان بر هر تعداد گره اعمال کرد، این بارها شامل بار قائم سنگ وارده بر تمام یا بخشی از عرض تونل، بارهای تزریق، بارهای خارجی ناشی از آب زیرزمینی، بارهای متمرکز نامتقارن وارده از سنگ اطراف، بارهای داخلی، یا هر بار دیگری می‌باشند [۲۸]. سختی معادل محاسبه شده انواع خاک‌ها نیز در جدول (۶) آورده شده است. مسئله به صورت کرنش مسطح فرض شده است.

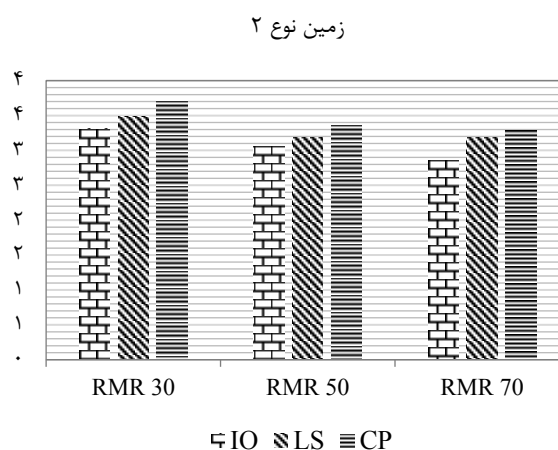
روند تحلیل به این صورت است که یک تغییر مکان قائم به تاج تونل (نقطه هدف) اعمال شده و نتایج نیرو-تغییر مکان این نقطه ثبت می‌گردد. بعد از اتمام عملیات تحلیل و کسب اطمینان از عدم وجود خطا در آن، می‌شود نمودار بارافزون ترسیم شده را مشاهده نمود. برای استفاده از اطلاعات نمودار بارافزون، می‌توان با خروجی گرفتن از آن به صورت جدول اکسل، این امکان را فراهم نمود که با یک نرم‌افزار برنامه‌نویسی نمودار دوخطی را برای هر سطح عملکرد پیدا نمود.

۷- تحلیل و بررسی نتایج

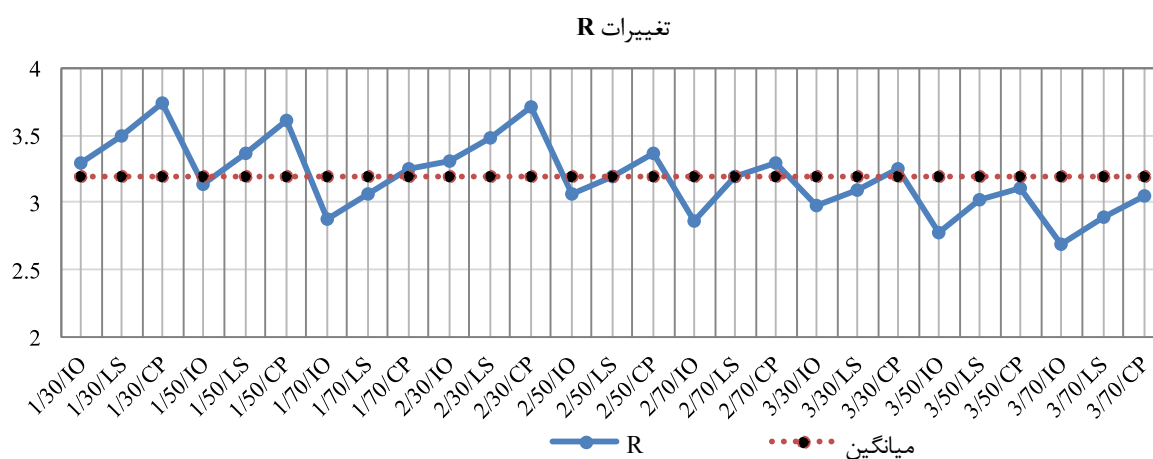
روش‌های مختلف و متعددی برای تحلیل پوشش تونل برای خمش و اعوجاج موجود هستند. مهم‌ترین انواع آن‌ها عبارت‌اند از:



شکل ۱۳. ضرایب رفتار برای زمین نوع ۳
Fig. 13. Behavior coefficients for type 3 soil



شکل ۱۲. ضرایب رفتار برای زمین نوع ۲
Fig. 12. Behavior coefficients for type 2 soil



شکل ۱۴. تغییرات ضرایب رفتار در تمامی حالات
Fig. 14. Variation of behavior coefficient for all conditions

موردبررسی آورده شده است. با تمام نوسانات این ضریب، می توان دریافت هرچه زمین سخت تر می شود، ضریب مقاومت افزون سازه کاهش می یابد که دلیل اصلی آن افزایش نیروی لازم جهت تشکیل اولین مفصل است. میانگین این ضریب برای سازه موردبررسی حدود ۲/۴۴ می باشد.

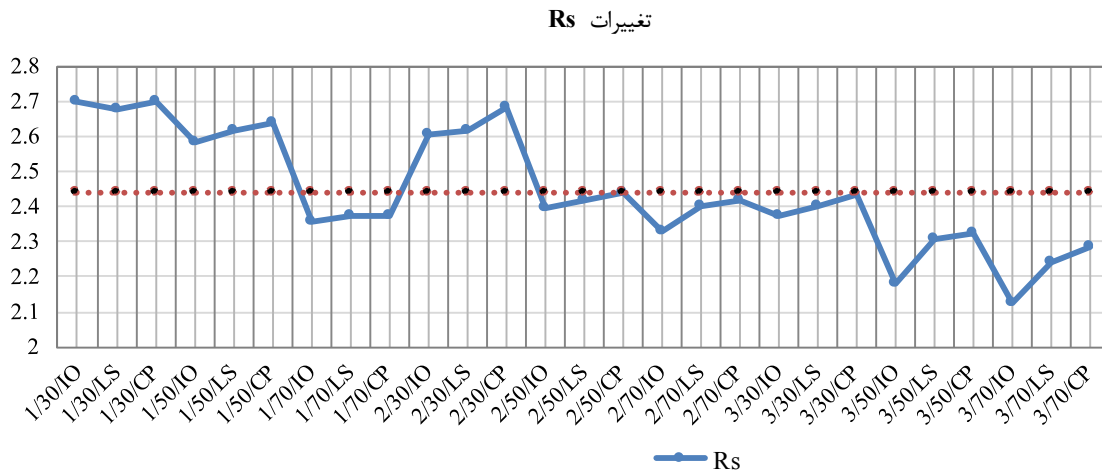
در شکل (۱۶) تغییرات ضریب کاهش در اثر شکل پذیری سازه در کنار تغییرات شکل پذیری (μ) در ۲۷ حالت موردبررسی آورده شده است. با تمام نوسانات شکل پذیری سازه، مشاهده می شود که ضریب کاهش در اثر شکل پذیری سازه برای سازه موردبررسی یک عدد تقریباً ثابت با میانگین حدود ۱/۳ می باشد.

با توجه به حساسیت زیاد و اختلافات موجود در ضرایب رفتار

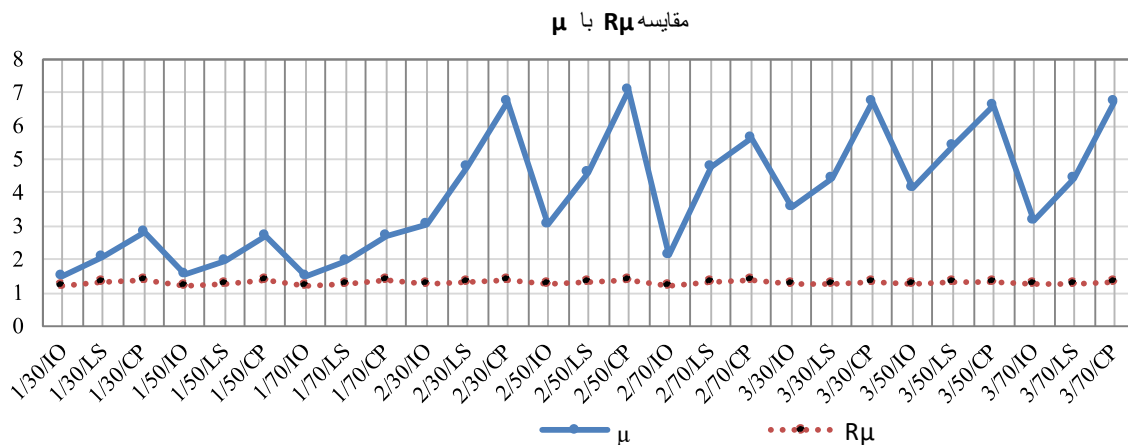
کمتری برای تغییر شکل پلاستیک در این نوع زمین ها خواهد داشت. میانگین ضریب رفتار برای زمین ۱ برابر ۳/۳۱، برای زمین ۲ برابر ۳/۲۷ و برای زمین ۳ برابر ۲/۹۸ می باشد.

در شکل (۱۴) تغییرات کلی ضریب رفتار برای ۲۷ حالت موردبررسی در این پژوهش آمده است. متوسط ضریب رفتار برای همه حالت ها ۳/۱۹ می باشد. مشاهده می شود که هر سه گام در این نمودار دارای یک روند افزایشی است که این به دلیل افزایش سطوح عملکرد در یک زمین مشخص می باشد. همچنین مشاهده می شود که شکل کلی نمودار شیب نزولی دارد که دلیل اصلی آن افزایش سختی زمین است.

در شکل (۱۵) تغییرات ضریب مقاومت افزون سازه در ۲۷ حالت



شکل ۱۵. تغییرات ضریب مقاومت افزون سازه
Fig. 15. Variation of strength increment coefficient



شکل ۱۶. تغییرات ضریب کاهش شکل پذیری و ضریب شکل پذیری
Fig. 16. Variation of ductility reduction coefficient and ductility coefficient

تعداد ۲۷ ضریب رفتار برای زمین‌های با ساختار، جنس و سطوح عملکرد متفاوت به دست آمد که با بررسی مقادیر محاسبه شده برای ضریب رفتار تونل، نتایج زیر به دست می‌آید:

(۱) زمان تناوب سازه‌های زیرزمینی در این تحقیق متوسطی برابر ۰٫۳ ثانیه دارد. با توجه به اینکه نسبت مدت زمان اعمال بار دینامیکی به متوسط زمان تناوب سازه حدود ۱۲ می‌باشد، بنابراین سازه فرصت تغییر شکل داشته و تعیین ضریب رفتار برای آن مفهوم پیدا می‌کند.

(۲) میانگین ضریب رفتار این سازه تحت حالات مورد بررسی ۳/۱۹ می‌باشد.

تونل با توجه به زمین‌هایی با جنس مختلف، لزوم بررسی و مطالعه بیشتر در موضوع زمین پیرامون پوشش تونل و اندرکنش خاک و سازه با استفاده از نرم‌افزارهای تخصصی‌تر کاملاً واضح و ضروری است و پیشنهاد می‌گردد مقاطع عرضی دیگر برای تونل مانند مقاطع دایره، مستطیلی و ... نیز مورد تحقیق و بررسی قرار گیرند.

۸- نتیجه گیری

در این پژوهش ضریب رفتار تونل تحت بار انفجار با تعمیم روابط موجود در آیین‌نامه‌ها برای تعیین ضریب رفتار ساختمان و با استخراج داده‌های موردنیاز از منحنی دوخطی نیرو-تغییر مکان محاسبه گردید.

R_s	ضریب مقاومت افزون
RMR	رده بندی مقاومت سنگ ها
IO	سطح عملکرد استفاده بی وقفه immediate occupancy
LS	ایمنی جانی Life Safety
CP	آستانه فروریزش collapse prevent
	علائم یونانی
ρ	چگالی، kg/m^3
ν	ضریب پواسون

منابع و مراجع

- [1] Peck, R.B., Hendron, A.J., Mohraz, B., 1972. State of the art in soft ground tunneling. Proceedings of the Rapid Excavation and Tunneling Conference. American Institute of Mining, Metallurgical and Petroleum Engineers, New York
- [2] Kuribayashi, E., Iwasaki, T., Kawashima, K., 1974. Dynamic behavior of a subsurface tubular structure. Proceedings of the Fifth Symposium on Earthquake Engineering. India
- [3] Owen, G.N. Scholl, R.E. 1981. Earthquake engineering of large underground structures. Report no. FHWA_RD-80_195. Federal Highway Administration and National Science Foundation.
- [4] Wang, J.N. 1993. Seismic Design of Tunnels: A State-of-the-Art Approach, Monograph, monograph 7. Parsons, Brinckerhoff, Quade and Douglas Inc, New York.
- [5] Hashash, Y. M. A. Hook, J. J. Schmidt, B. & Yao, J. I-C. (2001). Seismic Design and Analysis of Underground Structure. Tunnelling and Underground Space Technology, 16(4), 247-293.
- [6] Liu, H. Dynamic analysis of subway structures under blast loading. Geotechnical and Geological Engineering (2009) 27:699-711.
- [7] Yubing Yang and X. Xie and R.Wang. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 2010, 2 (4): 373-384
- [8] R. Tiwari, T. Chakraborty and V. Matsagar. Dynamic Analysis OF Underground Tunnles Subjected to Internal Blast Loading. 6th European Conference on

- (۳) ضریب مقاومت افزون سازه با افزایش سختی زمین کاهش می یابد و میانگین آن برای حالات مطرح شده برابر $2/44$ می باشد.
- (۴) ضریب کاهش در اثر شکل پذیری با اختلاف کمی برای حالات مورد بررسی میانگینی برابر $1/3$ دارد.
- (۵) با توجه به پیروید کم این سازه ها و کاهش اثر شکل پذیری با توجه به روابط بیان شده برای محاسبه R_{μ} ، ضریب مقاومت افزون (R_s) بیشترین تأثیر را روی ضریب رفتار به دست آمده دارد.
- (۶) خاک دربرگیرنده ی تونل به صورت مستقیم در نتایج تأثیرگذار است و زمین سخت تر، ضریب رفتار کمتری دارد.
- (۷) در این مثال بیشترین ضریب رفتار برای زمین ۱ با RMR رده ۳۰ به مقدار $3/74$ است و کمترین ضریب رفتار برای زمین ۳ با RMR رده ۷۰ به مقدار $2/68$ است که می توان نتیجه گرفت، هرچه جنس زمین نرم تر باشد و وضعیت یکپارچگی ضعیف تری داشته باشد، ضریب رفتار آن بیشتر است.
- (۸) ضریب رفتار تونل تحت اثر بار انفجار به عوامل مختلفی از جمله جنس و کیفیت ساختار توده خاک اطراف آن و همچنین سطح عملکرد تونل بستگی دارد و نمی توان مانند آیین نامه های ساختمانی، مقادیر واحد و معینی را برای ضریب رفتار سازه در نظر گرفت و با توجه به تنوع زیاد دانه بندی خاک و وضعیت توده ی سنگ آن، بهتر است یک جدول با بازه وسیع تر برای ضرایب رفتار با توجه به متغیرهای اساسی آن تعیین شود.
- (۹) به طور کلی می توان نتیجه گرفت که هر چه RMR بیشتر می شود (زمین یکپارچه تر می شود) ضریب رفتار کاهش پیدا می کند.
- (۱۰) ضریب رفتار در سطح عملکرد CP بزرگ تر از ضریب رفتار در سطح عملکرد LS و ضریب رفتار در سطح عملکرد LS بزرگ تر از ضریب رفتار در سطح عملکرد IO است.

فهرست علائم

علائم انگلیسی

A	مساحت، m^2
E	مدول الاستیسیته، N/m^2
G	مدول برشی
R_{μ}	ضریب کاهش شکل پذیری
R_R	ضریب کاهش نامعینی

- [20] Unag, C. M., "Establishing R (or R_w) & Cd Factor for Building Seismic Provisions," Journal of Structural Engineering, Vol. 117, No. 1, pp. 19-28, 1991
- [21] Momenzadeh, M.R, Mansoori, M.R, Aziminejad, A, Determination of the Racking Reduction Factor for an Incomplete Ellipse Shaped Tunnel Considering the Soil-Structure Interaction, Tunneling & Underground Space Engineering Journal, 2014, Shahrood University, (In Persian).
- [22] Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, No.360, Islamic Republic of Iran Management and Planning Organization, Technical Criteria Codification & Earthquake Risk Reduction Affairs Bureau, 2007.
- [23] ATC. (1995). ATC-19: Structural Response Modification Factors. Redwood City: Applied Technology Council
- [24] Krawinkler, H. and Nassar, A. A., 1992, Seismic design based on ductility and cumulative damage demands and capacities, in Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings, P.Fajfar and H. Krawinkler, Eds., Elsevier Applied Science, New York.
- [25] Unal, E. "Design Guidelines and Roof Control Standards for Coal Mine Roofs," Ph.D. thesis, Pennsylvania State University Park, 1983, 355 PP.
- [26] I.T.A. Working Group 2. "Guidelines for the Design of shield Tunnel lining" Tunnelling and Underground Space Tech. Vol. 15, No. 8, pp. 303-331, 2000.
- [27] "Engineering and Design Tunnels and Shafts in Rock"; EM 1110-2-2901, Dep't. of the Army, U.S. Army Corps of Eng. Washington, DC 20314-1000, 1997
- [28] Salehzadeh, H, "Engineering and design tunnels and shafts in rock", Khatam-al Anbiya Publications-Ghorbe Noah, 2008, (In Persian)
- Computational Fluid Dynamics (ECFD VI). 2013.
- [9] Peyman, S, Soblestan, H, Analysis of Underground Tunnels in Explosion Loading Based on Peak Particle Velocity, Advanced Defence Sci. & Tech. 2017, 4, 45-50, No. 1, Imam Hossein University, (In Persian).
- [10] Peyman, S, Akbari, A, Analysis and Design of the Underground Structures under Blast Loading, Advanced Defense Sci. & Tech. 2014, 2, 1-12,, Imam Hossein University, (In Persian).
- [11] Peyman, S, Parsa, M, Analysis of the Surface Impact Effects on Underground Tunnels, Defense Science Journal, No. 29, Imam Hossein University, (In Persian).
- [12] Bangash, M. Y. H. "Impact and Explosive Analysis and design". Press: C.R.C., 1993
- [13] Bulson, P. S. "Explosive Loading of Engineering Structures"; E & FN SPON, 1997.
- [14] Smith, P. D.; Hetherington, J. G. "Blast and Ballistic Loading of Structures"; Butterworth-Heinemann Ltd., Linacre House, Jordan Hill, Oxford OX2 8DP, 1994.
- [5] Taghinezhad, R, "Seismic Design and Rehabilitation of Structures Based on Performance Level", ketabe Daneshkahi Publications, 2015, (In Persian).
- [6] ASCE. (2000). FEMA 356 Prestandard: Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Washington, D. C.: Federal Emergency Management Agency.
- [7] SAP2000 14.2.2; "Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structures"; Berkeley, California, Computers and Structures Inc., 2010.
- [8] FEMA 273, 1997, "SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS" October 1997 Washington, D.C.
- [19] Chopra, A, "Dynamics of Structures"; Elmo Adab Publications, 6th edition, 2009, (In Persian).

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

S. Peyman, A. Babaei, M.H. Taghavi Parsa, A. Akbar, Evaluation of Reduction Factor for concrete coatings of underground structures under blast loading, Amirkabir J. Civil Eng., 52(10) (2021) 2515-2528.

DOI: 10.22060/ceej.2019.14735.5733

